

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

*CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE*

**D.I.C.A.M.**

*TESI DI LAUREA*

in  
Idrologia Sotterranea

***Applicazione di tecnologie BMP  
ai sistemi di drenaggio urbano***

CANDIDATO  
Enrico Capuccini

RELATORE:  
Chiar.mo Prof. Marco Maglionico

Anno Accademico 2009/10

Sessione III

*A Paola*

## Indice

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>ASPETTI TECNICI DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANI .....</b>	<b>8</b>
2.1	EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO .....	8
2.2	I SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO E LE LORO FUNZIONI .....	11
2.3	CARATTERISTICHE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO .....	12
2.3.1	Rete idrografica naturale e rete fognaria .....	12
2.3.2	Sistemi unitari e separati .....	14
2.3.3	Configurazione planimetrica delle reti .....	18
2.3.4	La corretta gestione delle risorse idriche .....	20
2.3.5	Accorgimenti urbanistici .....	22
2.3.6	Finalità e criteri per la progettazione dei sistemi fognari .....	23
2.3.7	Controllo degli scarichi .....	24
2.4	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA .....	26
2.5	VASCHE VOLANO O DI LAMINAZIONE .....	29
<b>3</b>	<b>BEST MANAGEMENT PRACTICES (BMP) .....</b>	<b>31</b>
3.1	WATER SENSATIVE URBAN DESIGN (WSUD) .....	34
3.2	LOW IMPACT DEVELOPMENT (LID) .....	35
3.3	COMBINED SEWER OVERFLOWS (CSO) .....	36
3.4	TRATTAMENTO DELLE ACQUE DEI TETTI .....	37
3.4.1	Cisterne o Rain Barrels .....	40
3.4.2	Pozzi Asciutti .....	42
3.4.3	Drywell o French Drains .....	43
3.4.4	Ecoroofs .....	45
3.4.5	Vasche Verdi Filtranti (Flow-Through Planters) .....	46
3.4.6	Canali Infiltranti ( <i>Infiltration trenches</i> ) .....	49
3.4.7	Pozzi Perdenti .....	51
3.4.8	Fossi D'infiltrazione .....	52

3.5	TRATTAMENTO DELLE ACQUE STRADALI.....	53
3.5.1	Pretrattamenti delle acque piovane .....	53
3.5.2	Disinfettazione UV .....	54
3.5.3	Disinfettazione attraverso il cloro .....	54
3.5.4	Disinfettazione attraverso l'ozono .....	54
3.5.5	Oil/Grit Separator e Oil-Water Separator .....	55
3.5.6	Container Planters .....	55
3.5.7	Canali inerbiti (Grass swale).....	56
3.5.8	Bioretention.....	59
3.5.9	Bacini Di Infiltrazione (Vegetated Infiltration Basin) .....	60
3.5.10	Gross Pollutant Traps (GPTs) .....	62
3.6	SISTEMI DI RITENZIONE, FITODEPURAZIONE E LAGUNAGGIO .....	64
3.6.1	Stagni (Ponds) .....	66
3.6.2	Sistemi di fitodepurazione estensiva (SFE) .....	68
3.7	PAVIMENTAZIONI DRENANTI (POROUS PAVEMENTS).....	72
3.7.1	Pavimentazioni Permeabili (Pervious Pavement) .....	74
3.7.2	Infiltration Planters .....	76
3.8	RISTAGNO DELLE ACQUE E LOTTA ALLE ZANZARE .....	77
3.8.1	La Zanzara Tigre .....	78
3.8.2	Manufatti e BMP per la lotta alla zanzara.....	79
<b>4</b>	<b>MODELLAZIONE MATEMATICA CON SWMM5.0 .....</b>	<b>81</b>
4.1	GENERALITA' .....	81
4.2	CLASSIFICAZIONE DEI MODELLI DI DRENAGGIO URBANO.....	83
4.2.1	Modelli fisicamente basati .....	85
4.2.2	Modelli distribuiti .....	85
4.3	IL MODELLO SWMM5.0.....	86
4.3.1	Deflusso superficiale (runoff block) .....	88
4.3.2	Propagazione nei condotti (transport block) .....	91



4.4	RAPPRESENTAZIONE DELLA RETE CON SWMM .....	92
4.5	INSERIMENTO TECNOLOGIE BMP CON SWMM .....	102
4.5.1	Bacino ideale.....	107
4.5.2	Bioretention Cell .....	109
4.5.3	Porous Pavement.....	111
4.5.4	Rain Barrels.....	113
4.5.5	Vegetative Swales .....	115
<b>5</b>	<b>CALIBRAZIONE DEL BACINO SPERIMENTALE DI “FOSSOLO”.....</b>	<b>118</b>
5.1	DESCRIZIONE DEL BACINO.....	118
5.1.1	Strumenti presenti .....	126
5.2	CALIBRAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO .....	131
5.2.1	Lo scopo delle simulazioni .....	133
<b>6</b>	<b>AREA MARCAR.....</b>	<b>147</b>
6.1	INTRODUZIONE.....	147
6.2	SIMULAZIONI AREA MARCAR CON SWMM 5.0 .....	150
6.2.1	Simulazione con parcheggi drenanti .....	153
6.2.2	Simulazione con cisterne .....	155
6.2.3	Simulazione con tetti verdi .....	157
6.2.4	Simulazione con parcheggi drenanti, cisterne e tetti verdi .....	159
6.2.5	Simulazione con eventi singoli .....	161
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>165</b>
	<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>167</b>
	<b>Bibliografia .....</b>	<b>168</b>
	<b>Fonti rete internet .....</b>	<b>170</b>

# 1 INTRODUZIONE

L'obiettivo dello studio è quello di valutare e analizzare quelli che vengono chiamati Best Management Practices (o più brevemente BMP); sistemi e tecniche che possono essere utilizzati nella gestione e il riutilizzo delle acque meteoriche.

Come verranno spiegati approfonditamente nei capitoli seguenti fanno parte dei BMP soluzioni a tetti verdi, pavimentazioni drenanti, trincee drenanti e tutti quei sistemi che permettono, quindi, una riduzione dei picchi di portata e di volumi allo scarico sfruttando accumuli d'acqua in aree umide in modo da innescare perdite idrologiche dovute all'infiltrazione e all'evapotraspirazione.

Inizialmente, dopo una breve analisi di quello che è un sistema di drenaggio urbano e da cosa è composto, vengono analizzati nel dettaglio tutti quegli accorgimenti idraulici che vanno sotto il nome di BMP andando a valutarne benefici e impatti sul territorio in maniera generica.

Una volta chiarite queste nuove tecnologie si è passato a capire come queste tecniche BMP vengono modellizzate e simulate con il software di modellazione idraulica SWMM 5.0 e vedere come questi accorgimenti impattino sull'aspetto idrologico del bacino.

Per fare questo si è costruito un bacino ideale molto semplice con SWMM 5.0 e, una per volta, si sono andate ad inserire le varie tecniche BMP all'interno del modello per constatare che risultati prodotti, effettivamente, producessero dei benefici o dei miglioramenti rispetto alla soluzione senza tecniche BMP.

Finita la parte più teorica si è passati successivamente allo studio di due casi reali: il quartiere del Fossolo a Bologna e l'area Marcar di Rimini.

Il bacino del Fossolo, situato alla periferia di Bologna, rappresenta un contesto reale e ampio di una rete di drenaggio urbano ed è finalizzato per la raccolta di dati utili allo studio ed alla interpretazione della trasformazione afflussi-deflussi dal punto di vista quantitativo.

Avendo a disposizione degli eventi reali di pioggia e i relativi deflussi nelle tubazioni strumentate, si è potuto costruire il modello matematico della rete del Fossolo e, confrontando i risultati forniti dalle simulazioni con gli effetti reali, sono stati calibrati alcuni parametri del modello in modo tale da poter usufruire di un modello che rispecchia in maniera efficace la realtà.

Ottenuti così, tramite la calibrazione, dei parametri BUONI, che permettono di ottenere delle soluzioni idonee con la realtà fisica dei fenomeni si è passati allo studio dell'area Marcar.

L'area Marcar è un quartiere di Rimini Sud, attualmente è ancora un'area dismessa però è prevista una nuova urbanizzazione del territorio che prevede la costruzione di nuove strade ed edifici residenziali. Avendo a disposizione questa porzione di territorio con la relativa rete di drenaggio urbano si è voluto valutare cosa poteva accadere se al suo interno fossero stati inseriti dei piccoli cambiamenti consigliati dalle tecnologie BMP.

Si è costruito così il modello numerico dell'area Marcar andando ad inserire i parametri calibrati forniti dallo studio del quartiere Fossolo e sono state fatte diverse simulazioni sotto varie ipotesi di BMP.

Come dato di pioggia in ingresso era disponibile un intero anno di misurazioni, quelle del 2009, si sono potute fare quindi simulazioni di un intero anno ma anche andando ad isolare dei singoli eventi. Si è potuto quindi valutare se l'inserimento di queste tecnologie BMP apportassero realmente dei benefici reali a livello idraulico.

## **2 ASPETTI TECNICI DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANI**

### **2.1 EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO**

La corretta disciplina delle acque reflue che defluiscono nei bacini urbani, a causa delle precipitazioni e degli scarichi civili e produttivi, rappresenta uno dei punti cardine delle politiche di salvaguardia dell'ambiente e più in generale della qualità complessiva della vita nei territori urbanizzati.

Il problema delle acque reflue, infatti, non si esaurisce nel loro allontanamento dalle zone urbanizzate in modo che non interferiscano con le attività sociali ed economiche che in esse si svolgono, ma nel controllo del loro impatto quali - quantitativo sull'ambiente in generale e sulle risorse idriche superficiali e sotterranee in particolare.

Nella pratica tale controllo è normalmente complesso, per la continua evoluzione delle realtà urbane e per l'interazione di differenti fattori, non solo tecnico-ingegneristici ma anche politici, sociali, urbanistici ed economici.

Le soluzioni sono difficili e richiedono la ricerca di un complesso organico d'interventi urbanistici (aree verdi, laghetti a scopo ricreativo e d'invaso delle portate meteoriche massime, pavimentazioni semipermeabili, vie superficiali di deflusso delle acque meteoriche, ecc.) e di opere (condotti fognari, scaricatori di piena, vasche volano e di prima pioggia, impianti di sollevamento, organi d'intercettazione, regolazione e scarico in taluni casi da controllare in tempo reale, ecc.) alle quali è ormai usuale riferirsi come sistema di drenaggio urbano. Anche nei casi d'interventi limitati di ampliamento, adeguamento o ricostruzione di una rete esistente, è necessario un approccio globale, orientato ad analizzare il funzionamento del sistema di drenaggio nel suo complesso e la sua influenza sulle risorse idriche superficiali e sotterranee sottese.

La stretta interdipendenza tra fognatura, impianto di depurazione e corpi idrici ricettori esige che essi siano studiati unitariamente sulla base delle caratteristiche del sistema, naturale e artificiale, di drenaggio urbano. Le esperienze diffusamente maturate in proposito dimostrano l'importanza di questa concezione unitaria, che spesso ha portato a riconoscere la necessità di correggere le impostazioni inizialmente assunte, individuando nuove soluzioni atte a convogliare alla depurazione anche importanti aliquote delle acque meteoriche.

Le interazioni tra il drenaggio urbano e i corpi idrici ricettori hanno luogo non solo per effetto dei normali scarichi fognari nei detti ricettori, ma sovente anche per effetto del

regime di piena degli stessi ricettori e dei riflussi che esso provoca nei sistemi fognari. La struttura fognaria di un'area urbana soggetta a rischio d'inondazione deve essere concepita, dimensionata, costruita e gestita in modo ben differente da quanto avviene per strutture fognarie di aree esenti da tale rischio. Simmetricamente, la regimazione di un corso d'acqua naturale attraversante aree molto urbanizzate non può non essere studiata in funzione dei particolari meccanismi idrologici che influenzano la formazione delle piene nelle aree urbane e della presenza in esse di rilevanti componenti inquinanti, che possono limitare o condizionare la fattibilità di una politica di salvaguardia e utilizzazione a fini idraulici delle aree rurali.

Si tratta però di un'interazione la cui soluzione unitaria non sempre è agevole, anche perché Enti differenti si suddividono le competenze istituzionali che presidiano la regimazione dei ricettori naturali (fiumi e laghi), dei canali irrigui o di bonifica, delle fognature cittadine. Leggi e Regolamenti attinenti l'una o l'altra di queste infrastrutture idrauliche sono talora in contraddizione o affrontano in modo autonomo e non coordinato le diverse problematiche. Anche a livello di pianificazione a grande scala (Piani di Bacino, Piani Regionali di Risanamento delle Acque, Piani Territoriali di Coordinamento, Piani Paesistici, ecc.) le interazioni tra il sistema di drenaggio urbano e quello idraulico esterno sovente non sono adeguatamente affrontate e risolte. Negli ultimi due decenni si è dunque assistito a un crescente fabbisogno di ricerca scientifica (soprattutto per ciò che concerne lo studio, l'interpretazione e la modulazione dei fenomeni idrologici, idraulici e di trasporto d'inquinanti sia in ambito urbano che extraurbano) e a una parallela e continua evoluzione delle tecnologie civili e industriali idonee alla pianificazione, progettazione, costruzione, manutenzione e gestione dei sistemi di drenaggio urbano. In particolare tra le principali motivazioni di questa evoluzione si ricordano, la continua tendenza all'estensione e intensificazione delle aree urbanizzate che provoca progressivi incrementi delle portate e dei volumi di acque reflue, spesso non compatibili con le dimensioni delle reti esistenti e dei corsi d'acqua ricettori; la crescente necessità di simulare correttamente anche i deflussi urbani superficiali (sistema maggiore) che si originano in occasione degli eventi massimi che determinano il sovraccarico della rete fognaria (sistema minore) e/o l'esondazione dei corsi d'acqua; la crescente necessità di realizzare invasi in rete e fuori rete sia per far fronte agli incrementi delle portate da convogliare, sia per limitare e controllare quantità e qualità degli scarichi inquinanti nell'ambiente in occasione delle crisi del sistema; la maggiore sensibilità ambientale e conseguentemente la necessità di limitare al massimo l'impatto sui corpi idrici ricettori e sul territorio circostante, in accordo

con la parallela evoluzione delle normative locali e nazionali; la disponibilità di nuovi materiali e di nuove tecnologie costruttive; la crescente complessità idraulica, geotecnica e urbanistica delle strutture componenti i sistemi di drenaggio; maggiore lo sviluppo di nuove e più affidabili metodologie sperimentali e teoriche di progetto e di verifica, frutto degli studi portati avanti in questi anni in tutto il mondo, che consentono di rimediare all'inadeguatezza dei modelli concettuali finora utilizzati e di interpretare con maggiore sicurezza i fenomeni reali.



**Figura 2.1 – Cloaca Massima, esempio di un’antica fognatura Romana [<http://www.erboristeriaedaltro.com>]**

## 2.2 I SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO E LE LORO FUNZIONI

La denominazione “sistema di drenaggio urbano” è oggi sempre più frequentemente adottata in luogo del tradizionale termine fognatura, quasi a rispecchiare il sostanziale cambiamento che queste opere hanno subito nel recente periodo.

Nel passato, infatti, il compito delle fognature era allontanare dalle zone urbanizzate le precipitazioni e le acque reflue, con i relativi carichi inquinanti, per recapitarle in corpi idrici riceventi che risultavano in generale non ancora compromessi dai fenomeni di degrado qualitativo. Esse erano pertanto essenzialmente costituite da reti unitarie di condotte, le cui dimensioni venivano contenute, nel procedere verso valle, tramite l'adozione di manufatti scolmatori, intesi a sfiorare laddove possibile i deflussi di piena verso canali e corsi d'acqua circostanti. Il controllo dell'inquinamento indotto sull'ambiente era in pratica affidato alla diluizione del carico inquinante, quasi sempre garantita in seno ai riceventi in corrispondenza dei recapiti e degli organi di sfioro. La situazione è purtroppo da allora profondamente mutata, tanto da essere oggi divenuta assai critica per via di molteplici cause. Infatti, la realizzazione di nuove aree urbane, talvolta poco meditata nelle ripercussioni idrauliche, ha portato maggior carico alle reti preesistenti, che hanno assunto, per via delle successive estensioni, configurazioni poco razionali, spesso idraulicamente insufficienti e di gestione difficoltosa; lo sviluppo delle attività nelle aree servite ha comportato un aumento dei carichi inquinanti e una loro maggiore varietà (scarichi di origine non civile, inquinamento diffuso conseguente alla deposizione atmosferica e al traffico veicolare); la qualità delle acque nei riceventi si è andata via via deteriorando, spesso in modo molto grave, per cui l'immissione di ulteriori carichi inquinanti può essere facilmente causa di acuti stati di crisi.

La situazione in atto può essere affrontata con qualche speranza di successo solo se la si analizza con una nuova ottica, più sensibile agli aspetti di salvaguardia dell'ambiente, più lungimirante e capace d'integrare i dispositivi tecnici tradizionalmente presenti nelle fognature (scaricatori) con quelli che la tecnica ha approntato per far fronte alle nuove emergenze (vasche volano, vasche di accumulo delle prime piogge per il controllo qualitativo dei deflussi, manufatti di regolazione, impianti di sollevamento, manufatti d'interconnessione fra reti diverse, impianti per il trattamento dei reflui, e così via) in un vero sistema di drenaggio urbano, che non di rado è opportuno assuma una dimensione consortile.

## **2.3 CARATTERISTICHE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO**

Un sistema di drenaggio urbano è dunque costituito dall'insieme delle opere di raccolta immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, dalla rete composta e questi ultimi, dagli eventuali manufatti di controllo idraulico e ambientale (vasche volano e accumulo delle prime piogge), dai sollevamenti, dai manufatti di scarico, e, infine, dagli impianti di trattamento dei reflui. Tutto il sistema deve essere concepito in modo unitario e coerente, per non incorrere nelle ben note gravi disfunzioni che emergono quando la rete l'impianto di depurazione sono concepiti, progettati e realizzati indipendentemente l'uni dall'altro. In particolare, le caratteristiche qualitative dei liquami addotti all'impianto presentar valori medi e variabilità strettamente legati alla tipologia della rete fognaria, che è difficilmente modificabile, in quanto spesso è il risultato della sovrapposizione di successivi interventi messi in atto durante l'intero periodo in cui si è sviluppato il centro abitato.

### **2.3.1 Rete idrografica naturale e rete fognaria**

Il drenaggio del territorio urbano effettuato da una rete fognaria sostituisce o si sovrappone al drenaggio naturale delle acque meteoriche preesistente all'urbanizzazione. È molto importante analizzare attentamente la natura orografica, idrografica e geomorfologica del territorio allo scopo di riconoscere i meccanismi naturali di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche. Ciò consente sia di disegnare una nuova rete fognaria in modo il più possibile coerente con le pendenze naturali del terreno, sia di evitare che essa abbia inaccettabili interconnessioni con il reticolo naturale.

Infatti la rete fognaria non dovrebbe mai raccogliere le acque naturali circolanti nei corsi d'acqua superficiali e/o nel sottosuolo (*vedi figura 2.3*), non essendo generalmente accettabili i conseguenti sovraccarichi idraulici dei collettori nonché la penalizzazione dell'impianto di depurazioni legata all'eccessiva diluizione dei liquami. Per di più il collettamento di corsi d'acqua naturali all'interno della rete fognaria può indurre gravi problemi di funzionalità e conservazione nel tempo dei condotti per effetto dei sedimenti solidi normalmente veicolati dai corsi d'acqua stessi.

In sintesi, il sistema fognario deve essere completamente indipendente dal reticolo naturale, con particolare attenzione ai punti di scarico che devono essere realizzati con manufatti scaricatori idonei a consentire esclusivamente lo sversamento nei ricettori delle



portate meteoriche e/o reflue (previo trattamento depurativo), senza pericolo di rientri in fognatura provocati da situazioni di rigurgito idraulico.



**Figura 2.2 – Scarico fognario in un corpo idrico ricettore [<http://acquaplaia.net/>]**

### 2.3.2 Sistemi unitari e separati

I sistemi di drenaggio urbano sono usualmente classificati in sistemi unitari (figura 2.5) e sistemi separati (figura 2.6). Nei primi, di gran lunga più frequenti a livello mondiale e in Italia, i collettori convogliano sia le acque reflue civili e industriali (queste ultime eventualmente pretrattate), sia, in occasione delle precipitazioni, le acque meteoriche. Nei sistemi separati, invece, le acque reflue sono convogliate in collettori distinti da quelli destinati alle acque meteoriche. Nei sistemi unitari i collettori sono dimensionati in base alle portate meteoriche, che risultano nettamente prevalenti rispetto a quelle reflue in occasione dei massimi eventi di progetto. Poiché la durata dei periodi piovosi è contenuta, per la maggior parte del tempo i collettori sono interessati dalle sole acque nere, con frequenti problemi di velocità troppo esigua, e conseguente possibilità di sedimentazione di solidi e d'innescio di fenomeni anaerobici putrefattivi. D'altra parte, i sistemi unitari godono del frequente lavaggio operato spontaneamente nei periodi piovosi dalle acque meteoriche.

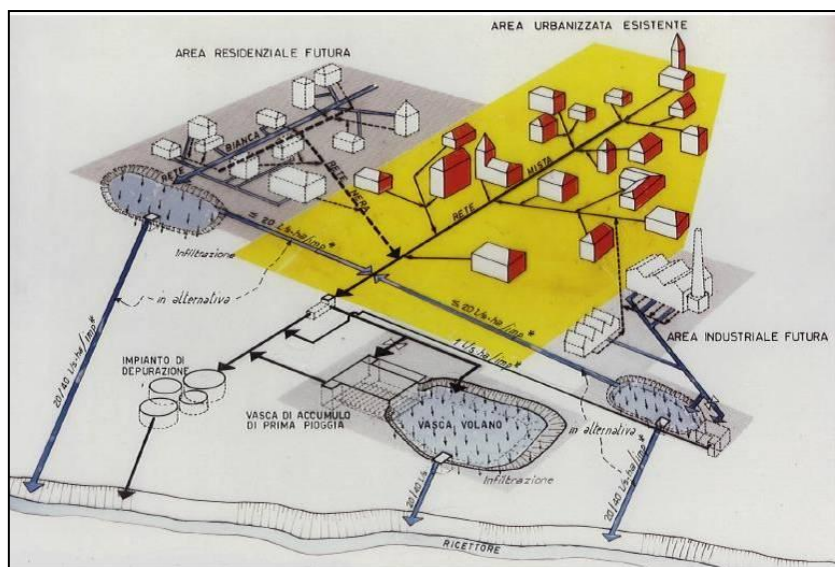


Figura 2.3 - Reti fognarie miste e separate.

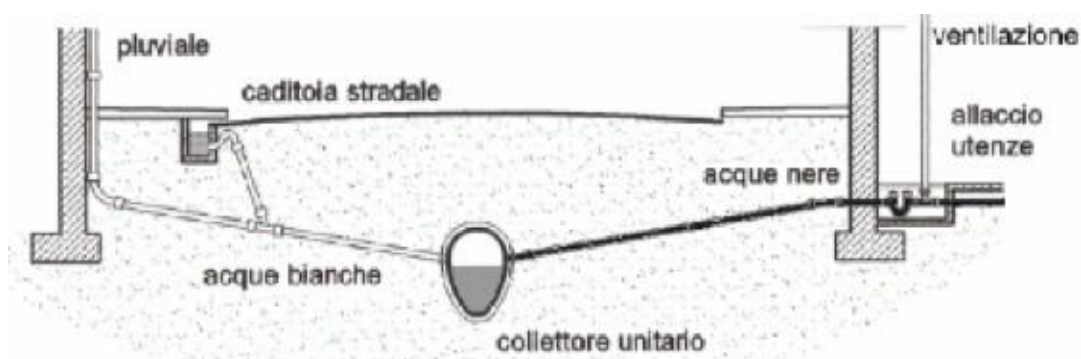
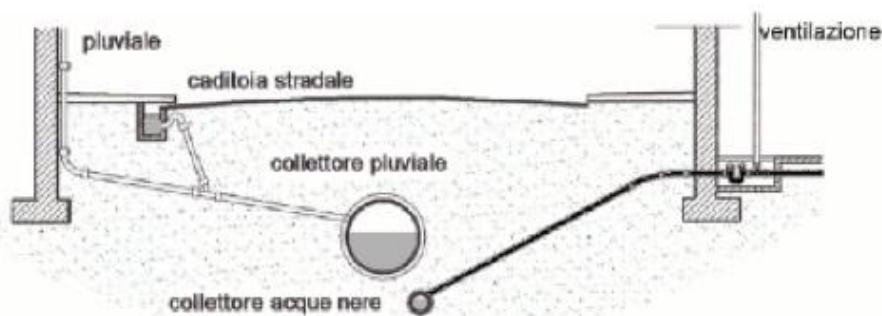


Figura 2.4 – Esempio di rete fognaria mista[<http://www.federica.unina.it>]



**Figura 2.5 – Esempio rete fognaria separata** [<http://www.federica.unina.it>]

Mediamente, quindi, una fognatura unitaria dotata di normali pendenze si mantiene abbastanza pulita, pur essendo il movimento dei reflui inquinanti verso l'impianto di depurazione caratterizzato dalla sovrapposizione di un moto pressoché uniforme nei periodi di tempo secco e di successive ondate nere in occasione dei lavaggi operati dalle portate meteoriche sulle superfici stradali e nei condotti fognari. Poiché l'impianto di depurazione può accettare in ingresso portate di poco superiori a quelle nere medie di tempo secco, il supero deve essere sfiorato direttamente nei corpi idrici ricettori per mezzo di appositi manufatti sfioratori o scaricatori, posti lungo la rete ovunque sia possibile lo scarico in un idoneo ricettore (scaricatori di alleggerimento) o comunque all'ingresso del depuratore. Ne consegue che pervengono all'impianto, e ivi possono quindi essere trattate, le portate miste nere e bianche, normalmente definite nere diluite, che non superano i livelli di sfioro fissati negli scaricatori. Le portate di supero da recapitare nei ricettori dovrebbero essere definite in base alle condizioni idrauliche e biochimiche del ricettore (in base ai cosiddetti stream standard), onde garantire che la diluizione da questo assicurata possa condurre alla stabilizzazione degli inquinanti in tempi e spazi accettabili. Tuttavia, senza ricorrere a studi specifici per i singoli ricettori, la normale prassi progettuale e le normative del settore (ancorché differenti nei diversi Paesi, e per l'Italia differenti da regione a regione) prevedono generalmente che le portate nere diluite siano commisurate a 2,5-5 volte le portate nere medie; ne consegue che entreranno nell'impianto portate di prima pioggia pari a 1,5 - 4 volte le portate nere medie, con un benefico effetto ambientale legato a tale componente di trattamento depurativo. Allo scopo d'incrementare ulteriormente tale beneficio, in molti paesi sviluppati, e anche in Italia, è molto attuale l'adozione, nelle reti fognarie unitarie, di invasi aggiuntivi, o l'utilizzazione spinta dell'invaso interno delle canalizzazioni, onde trattenere temporaneamente e poi immettere verso la depurazione l'aliquota più inquinata delle acque meteoriche (cosiddette

"prime acque di pioggia"), evitandone lo scarico. Numerose esperienze dimostrano infatti quanto notevole sia il contributo inquinante delle acque meteoriche scorrenti sulle normali superfici stradali urbane, ancor prima che esse siano immesse nelle reti fognarie. Nei sistemi separati i collettori destinati alle sole acque meteoriche hanno dimensioni pressoché identiche a quelle di una corrispondente rete unitaria, ma, essendo percorsi solo saltuariamente da portate meno aggressive di quelle reflue, possono essere realizzati con materiali meno pregiati di quelli dei sistemi unitari, e ancor più di quelli esclusivamente neri. La rete nera, che ha sezioni di dimensione relativamente modesta, presenta solitamente significative difficoltà di auto-pulizia, soprattutto nei centri urbani pianeggianti, legate all'assenza di lavaggio da parte delle acque meteoriche, ed essendo solitamente non funzionanti o del tutto assenti i dispositivi di cacciata. Nelle normali realizzazioni la rete bianca scarica direttamente nei ricettori, senza separare le portate di prima pioggia che per il dilavamento delle superfici stradali presentano usualmente, come già detto, contenuti inquinanti tutt'altro che trascurabili. L'adozione di un sistema separato è evidentemente favorevole nei confronti dell'impianto di depurazione, poiché le portate ad esso addotte sono solo quelle nere, con caratteristiche più concentrate e costanti. Ma dal punto di vista ambientale, tale sistema è oggi solitamente accettato, anzi consigliato, solo se il centro urbano è destinato a uso esclusivamente residenziale; laddove, invece, sono anche presenti attività commerciali, artigianali e industriali, il conseguente inquinamento delle superfici stradali dovrebbe indurre a dotare la rete bianca di scaricatori del tutto analoghi a quelli delle reti unitarie, allo scopo d'inviare alla depurazione anche le prime piogge. In questi ultimi casi, quindi, si attenua decisamente la differenza tra sistemi unitari e separati nei confronti dei depuratori.

Peraltro, nel caso di comprensori fortemente industrializzati, nei quali le acque reflue di tempo asciutto possono essere decisamente caratterizzate dalle acque dei processi produttivi (ancorché compatibili ai sensi di Legge, o rese tali mediante pre-trattamenti, con le normali acque reflue urbane), l'adozione di un sistema separato può risultare consigliabile, per evitare di degradare ulteriormente le acque meteoriche con sostanze nocive o tossiche che inevitabilmente sarebbero poi scaricate nei ricettori. Poiché l'inquinamento delle acque meteoriche avviene principalmente ad opera del dilavamento delle superfici viarie e non dei tetti, in entrambi i casi di sistema unitario e separato è generalmente consigliata l'adozione, ove possibile, di una separazione parziale delle acque meteoriche dei tetti, separazione da attuare a monte delle reti fognarie vere e proprie, incentivando, soprattutto nelle aree di nuova urbanizzazione ove gli impianti

interni sono da realizzare ex-novo, lo scarico delle acque meteoriche raccolte dai tetti, o da altre superfici del bacino non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, o verso suoli permeabili o verso il sottosuolo per mezzo di appositi pozzi perdenti o verso vicini ricettori superficiali.

Per reti di uguale estensione il costo di costruzione del sistema separato è nettamente superiore a quello del sistema unitario. Ma ancora maggiore è il suo costo di gestione. Infatti, è dimostrato che i vantaggi derivanti dalla separazione sono rapidamente vanificati dalla presenza, anche percentualmente modesta, di collegamenti di scarichi neri nei collettori bianchi, ovvero di pluviali, caditoie stradali o di altre acque di drenaggio nei condotti neri. Garantire che questi non avvengano è molto difficile per il gestore, dal momento che per l'esecutore privato dell'allacciamento è spontaneo cercare di raggiungere il condotto più vicino; inoltre, le due reti devono essere separate fin dagli impianti interni alle proprietà private, non avendo ovviamente senso che qualche significativa componente pubblica o privata del sistema resti unitaria. Per gli stessi motivi, una separazione completa ed effettiva di reti attualmente unitarie presenta gravissime difficoltà tecniche e amministrative, anche per l'inevitabile vasto contenzioso giudiziario che può derivarne; una decisione di tal tipo dovrebbe quindi essere presa solo in presenza di vantaggi ambientali decisivi e preponderanti. Sintomatiche sono a questo proposito le direttive recentemente adottate dalla Regione Lombardia per la redazione del Piano Regionale di Risanamento delle Acque nei riguardi del settore delle pubbliche fognature. Esse prevedono il mantenimento dei sistemi esistenti, uni-tari o separati che siano, e l'adozione di fognature separate solo per le aree di futura urbanizzazione e a uso esclusivamente residenziale; inoltre, tutte le fognature esclusivamente pluviali relative ad aree non esclusivamente residenziali dovranno essere dotate di manufatti scaricatori, al fine di convogliare alla depurazione anche le prime acque di pioggia, analogamente a quanto avviene per le reti unitarie.

### 2.3.3 Configurazione planimetrica delle reti

La configurazione planimetrica delle reti dipende dalle condizioni locali: tipo e ubicazione del (o dei) ricettori, livello di trattamento necessario, possibilità di mantenere in servizio la rete esistente tramite eventuali interventi di riabilitazione, altimetria e morfologia del centro urbano, ecc. Per quanto riguarda i collettori principali, si possono essenzialmente individuare due configurazioni elementari:

- la configurazione perpendicolare (*figura 2.7*), adatta per centri urbani degradanti abbastanza uniformemente verso un corso d'acqua o verso un litorale lacuale o marino, in cui la disposizione del reticolo stradale consente questo tipo di assetto; i collettori principali scendono lungo la linea di massima pendenza, ottenendo così la massima economia nelle dimensioni, mentre il collettore intercettore o derivatore corre parallelamente al ricettore, fino all'impianto di depurazione; se il sistema è unitario, al termine dei collettori principali e prima della loro confluenza nel derivatore sono inseriti i manufatti scaricatori, se il sistema è invece separato, i collettori principali della rete bianca sboccano direttamente nel ricettore, mentre i collettori della rete nera si collegano all'intercettore; qualora si sia deciso di depurare anche le prime acque di pioggia, lo scarico nel ricettore dei principali collettori bianchi viene presidiato da manufatti scaricatori, atti a deviare verso l'intercettore le portate di prima pioggia;
- a configurazione a ventaglio (*figura 2.8*), in cui i collettori principali confluiscono in un unico punto da cui si diparte il collettore derivatore verso l'impianto di depurazione; in corrispondenza di tale punto è localizzato lo scaricatore, se il sistema è unitario o separato con necessità di controllo depurativo anche delle prime piogge, se invece il sistema è separato semplice, da tale punto inizia l'emissario finale per lo scarico diretto nel ricettore di tutte le acque meteoriche.

Ovviamente, nei casi specifici la configurazione della rete può risultare composta da entrambe le configurazioni elementari descritte, ovvero possono presentarsi casi intermedi.

Qualora il centro urbano sia molto esteso e/o dotato di ricettori molteplici, può aversi la coesistenza di diverse reti semplici a comporre un sistema multiplo, cioè può essere a configurazione radiale, in cui il sistema è suddiviso in più sottosistemi, ciascuno dei quali può differire per la configurazione planimetrica della rete; la centralizzazione della depurazione in un unico impianto, ottenuta attraverso il prolungamento dei collettori derivatori intercettanti tutti i sottosistemi, è generalmente perseguita per la maggiore affidabilità degli impianti di maggior dimensione e per diminuirne i costi di gestione;

tuttavia, le caratteristiche orografiche e la configurazione della rete possono talvolta consigliare di frazionare la depurazione in più impianti; a terrazze, in cui la natura orografica dei siti impone di suddividere il sistema in più sottosistemi, ciascuno a servizio di una zona a quota diversa e dotato di una configurazione sua propria.

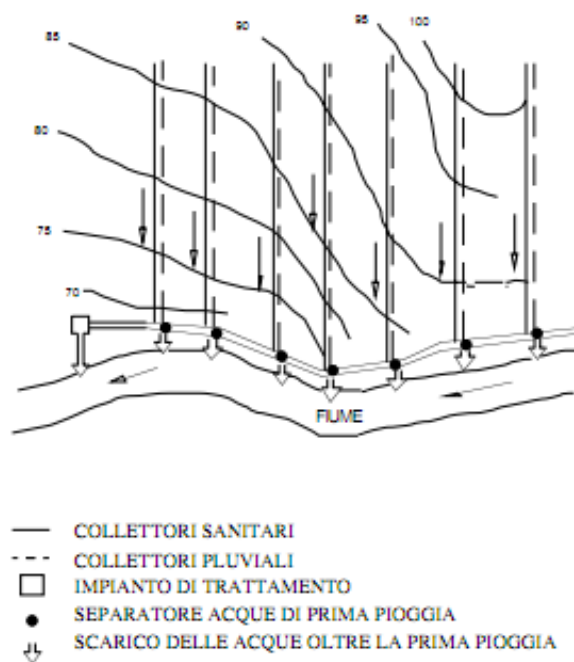


Figura 2.6 – Esempio di configurazione fognaria perpendicolare [<http://www.costruzioniidrauliche.it>]

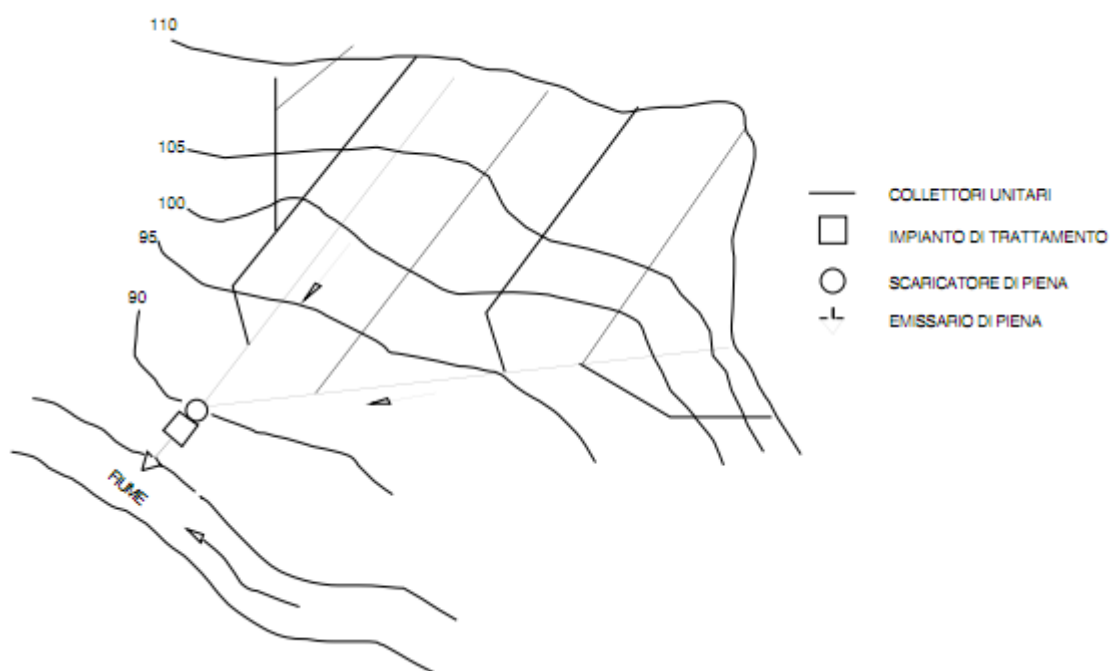


Figura 2.7 – Esempio di configurazione fognaria a ventaglio [<http://www.costruzioniidrauliche.it>]

### 2.3.4 La corretta gestione delle risorse idriche

Va ricordato che oggi le problematiche ambientali rendono necessario l'inquadramento dei sistemi di drenaggio urbano nel più generale contesto della corretta protezione e gestione delle risorse idriche superficiali e sotterranee. Alcuni esempi possono servire a illustrare tali esigenze. Allorché il ricettore terminale sia costituito da un lago (*vedi figura 2.8*) a debole ricambio idrico, occorre ricercare un difficile compromesso tra il desiderio di escludere dal lago ogni forma di inquinamento, e la necessità di non ridarvi gli apporti meteorici naturali; il primo aspetto consiglierebbe di allontanare dal lago sia gli scarichi neri che quelli di prima pioggia, il secondo consiglierebbe di non allontanare verso la depurazione le acque di prima pioggia. La soluzione ottimale consiste nell'adottare un sistema separato, che offre una maggiore garanzia di escludere completamente dallo scarico qualsiasi componente nera, con un impianto di depurazione situato a valle del lago, ove cioè l'effluente, ancorché trattato, non possa pregiudicare l'equilibrio ecologico del lago stesso. Una rete bianca dotata di scaricatori atti ad avviare le acque di prima pioggia verso un secondo specifico impianto di trattamento, ubicato in riva al lago, provvedere a non escludere da quest'ultimo i corrispondenti afflussi meteorici. La necessità di ridurre di numero e di entità gli sfiori nei ricettori induce poi a completare i manufatti sfioratori con adiacenti vasche di accumulo temporaneo delle acque di pioggia, onde poter avviare alla depurazione una maggiore aliquota di acque meteoriche. Analogamente, la necessità di ridurre l'entità delle portate massime meteoriche scaricate nei riceventi, la cui situazione idraulica è sempre più precaria per via dell'incessante sviluppo urbanistico, lascia prevedere una larga diffusione di vasche volano, atte a evitare ulteriori sovraccarichi idraulici nei ricettori e a preservare le reti fognarie preesistenti dalle nuove portate meteoriche addotte da nuove urbanizzazioni. L'adozione di vasche di accumulo delle prime piogge e di vasche volano può essere limitata nei sistemi fognali di maggiori dimensioni utilizzando i notevoli volumi d'invaso propri dei grandi collettori, ovvero, laddove possibile, tramite l'adozione di condotti diversivi interni alla rete. Nel primo caso apposite paratoie mobili, dotate di comando asservito in tempo reale al grado di riempimento del tratto a monte del grande collettore nel quale sono inserite, restano normalmente parzializzate, in modo da lasciar defluire solo le portate nere diluite; quando poi l'evento meteorico induce portate di pioggia tali da far raggiungere un preassegnato livello di riempimento del collettore a monte, le paratoie si aprono, ripristinando la piena conducibilità idraulica del condotto. Questa gestione ottimizzata in tempo reale degli invasi



propri della rete si dimostra molto efficace soprattutto per ridurre in modo deciso l'impatto ambientale legato, come già esposto, ai troppo frequenti eventi di sfioro nei ricettori. Analogo risultato può essere ottenuto, laddove la struttura della rete lo consenta, realizzando condotti diversivi interni alla rete, che mettano in connessione i rami terminali di bacini urbani di differente dimensione e/o pendenza, al fine di decapitare il colmo degli idrogrammi di piena scolmando le portate in eccesso verso condotti, auspicabilmente contigui, caratterizzati da differenti tempi di formazione delle piene. I provvedimenti descritti possono ben integrarsi fra loro in una logica di gestione ottimizzata in tempo reale delle reti. Si può infine citare la riutilizzazione a scopo industriale o agricolo delle acque reflue trattate, previo eventuale trattamento terziario, pratica che viene oramai normalmente indicata come una misura per riequilibrare i bilanci idrici di aree deficitarie, o comunque per la riduzione dei prelievi di risorse potabili o facilmente potabilizzabili.



**Figura 2.8 – Scarico fognario nel lago Fusaro oggetto di allarme ambientale [<http://rastaflegrea.blogspot.com>]**

### 2.3.5 Accorgimenti urbanistici

Si farà ora sommariamente cenno ad alcuni semplici provvedimenti che possono avere ripercussioni assai benefiche sul dimensionamento e il funzionamento delle reti di deflusso urbano, e che vanno concepiti fin dalla fase di pianificazione urbanistica delle aree da servirsi al fine di poter intervenire in modo diffuso sulle caratteristiche d'infiltrazione e d'invaso del bacino.

A questa logica che opera quanto più possibile all'origine del fenomeno da controllare (criterio noto agli anglosassoni come Best Management Practice) si riconducono provvedimenti talvolta molto semplici, quali:

- la limitazione del grado d'impermeabilità dei suoli;
- la scelta oculata dei percorsi dei deflussi superficiali;
- la dispersione in falda (laddove possibile) dei deflussi provenienti dai tetti (*figura 2.10*);
- la realizzazione di invasi diffusi su tetti, parcheggi, cunette stradali;
- l'adozione di pavimentazioni porose, fino a giungere alla realizzazione delle cosiddette reti duali, ovvero costituite da una rete tradizionale sotterranea affiancata da una seconda rete di deflusso superficiale, progettata per intervenire in modo previsto e controllato solo in occasione di eventi particolarmente gravosi.



Figura 2.9 – Dispersione dell'acqua piovana in falda con Flow-Through Planters (cap.3.4.5)  
[<http://bluegreenbldg.org>]

### **2.3.6 Finalità e criteri per la progettazione dei sistemi fognari**

Anche se risulta difficile stilare un elenco sicuramente esaustivo, le principali finalità cui mirano le attività di progettazione nel campo dei sistemi di deflusso urbano possono così essere riassunte:

- progettazione di sistemi di drenaggio urbano a servizio di nuovi insediamenti che sono completamente autonomi nel raggiungere i corpi idrici riceventi;
- progettazione d'interventi che interessano sistemi di drenaggio esistenti, quali: estensioni e/o potenziamenti al servizio di nuove aree urbanizzate, interventi per il risanamento di reti idraulicamente insufficienti, interventi per il risanamento di reti deteriorate dal punto di vista strutturale e statico, interventi per il risanamento di reti che ingenerano danni all'ambiente.

In ogni caso, fermo restando il rispetto delle norme nazionali e dei principi fissati dai Piani Regionali o Provinciali per il risanamento, i criteri informatori dell'intervento dovranno garantire la totale compatibilità del sistema di drenaggio che complessivamente ne risulta con l'ambiente circostante.

In particolare, le massime portate recapitate ai riceventi non dovranno eccederne la capacità idraulica (siano essi corsi naturali ovvero reti artificiali preesistenti), e i carichi inquinanti dovranno altresì essere opportunamente controllati, e tali da scongiurare sia episodi acuti d'inquinamento (quali quelli indotti dall'entrata in funzione di scolmatori), sia manifestazioni meno vistose ma più persistenti, e quindi altrettanto temibili per via del loro accumularsi nel tempo (quali fa troppo frequente entrata in funzione di scolmatori mal dimensionati od ostruiti)



### **2.3.7 Controllo degli scarichi**

Nei periodi piovosi si formano nell'ambiente urbano portate meteoriche che solo entro certi limiti possono essere regolarmente accolte, convogliate, depurate e scaricate dalla rete fognaria.

Un primo limite è insito nelle caratteristiche dei processi biochimici dei normali impianti depurativi civili, per i quali non sono accettabili portate di tempo piovoso maggiori di alcune volte la portata nera media di tempo secco. Pertanto le portate esuberanti rispetto a tale limite devono essere evacuate mediante idonei manufatti ripartitori o scaricatori ubicati o lungo il tracciato della rete fognaria, ove questa transita in vicinanza di un possibile ricettore delle acque di sfioro, o comunque a monte dell'ingresso del comparto biologico dell'impianto di depurazione. L'inserimento nella rete di tali manufatti scaricatori comporta in ogni caso una uscita incontrollata di inquinanti verso il ricettore finale; il loro progetto deve essere quindi impostato in funzione delle concentrazioni e delle quantità massime degli inquinanti che nei periodi piovosi è accettabile riversare nell'ecosistema ricettore.

Un secondo limite, di carattere idraulico, è insito nelle stesse dimensioni dei collettori pluviali di convogliamento delle acque meteoriche, i quali, anche se sono commisurati a eventi rilevanti, risultano in ogni caso statisticamente limitati e insufficienti nei confronti degli eventi più rari e intensi. Analogo limite può sussistere per la capacità idraulica dei corsi d'acqua ricettori. L'esperienza mostra come l'inevitabile e incessante dinamica evolutiva dell'urbanizzazione dei Paesi sviluppati conduca a un progressivo aggravamento della situazione idraulica interna ed esterna ai centri abitati, così che i suddetti limiti idraulici appaiono sempre più evidenti e inaccettabili per la frequenza e la gravità dei danni che si manifestano in caso di insufficienza.

Sussiste quindi l'importantissimo tema del "controllo" delle portate meteoriche onde raggiungere un più elevato livello di protezione ambientale e idraulica del territorio urbano ed extraurbano.

Gli invasi propri della rete fognaria (invasi in linea) o situati all'esterno di essa (invasi fuori linea) costituiscono l'unico mezzo realmente decisivo per conseguire i citati obiettivi. Infatti essi, se appositamente studiati ed equipaggiati, assicurano una efficacissima protezione ambientale, dal momento che possono trattenere ed escludere dallo scarico una notevole percentuale degli inquinanti veicolati dalle acque meteoriche, soprattutto quelle relative all'inizio dell'evento (le cosiddette "prime piogge"), consentendone il successivo invio al trattamento depurativo. Inoltre gli invasi possono essere calcolati e realizzati in funzione degli eventi meteorici massimi in modo che in essi abbia luogo un processo di laminazione

delle portate massime che riduca il pericolo di incontrollati e pericolosi allagamenti superficiali. Mentre l'aspetto idraulico è legato agli eventi meteorici più intensi e più rari, con conseguente necessità di determinare statisticamente l'evento meteorico critico adeguato per il progetto degli invasi, l'aspetto ambientale è legato, al contrario, alla frequente successione degli sfiori che dalla fognatura fuoriescono verso i ricettori ogni qualvolta la portata veicolata supera quella, più limitata, compatibile con i processi biochimici dell'impianto di depurazione. Il progetto degli invasi destinati ad accogliere le acque di prima pioggia, con il loro carico inquinante, deve quindi far riferimento alla successione continua e frequente degli eventi di entità medio - piccola. Si tratta quindi di invasi di dimensioni molto più limitate rispetto agli invasi necessari per soddisfare le necessità di funzionalità idraulica della rete di valle; essi vengono spesso ricavati all'interno di questi ultimi o, addirittura usufruendo degli stessi collettori costituenti la rete, utilizzandone i volumi interni in modo ottimale con le più recenti tecniche di controllo in tempo reale.

Le esigenze sopra esposte valgono sia per i sistemi fognari unitari sia per quelli separati; anche in questi ultimi, infatti, la protezione ambientale e idraulica dei ricettori può richiedere non solo la laminazione delle portate di massima piena, ma anche la trattenuta delle acque di prima pioggia e il loro successivo invio alla depurazione.

In definitiva la moderna impostazione del progetto di una nuova fognatura o della riabilitazione di una esistente deve includere una oculata trattazione - e le conseguenti scelte progettuali - in merito agli invasi in linea o fuori linea idonei per una adeguata protezione idraulica e ambientale del territorio.

## 2.4 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le acque meteoriche in ambiente urbano dilavano le superfici urbane rimuovendo gran parte del materiale inquinante che in periodo secco si è depositato, dal traffico veicolare, rifiuti solidi ed organici, corrosione delle superfici. Inoltre la pioggia assorbe anche inquinanti presenti nell'atmosfera che sono composti disciolti (metalli, cloruri, sodio), aerosol, polveri, gas inquinanti, idrocarburi volatili, metalli pesanti connessi al traffico su ruota. All'interno delle fognature durante i periodi di tempo secco (almeno 48 ore) si formano sedimentazioni che nell'evento piovoso vengono dilavate, questo fenomeno viene definito first-flush.

Le acque di prima pioggia assumono particolare rilevanza e vanno trattate con particolari procedure di smaltimento poiché portatrici di molti inquinanti dilavati durante la prima parte della precipitazione.

Le acque meteoriche di dilavamento e le acque di prima pioggia e lavaggio delle aree esterne sono disciplinate dall'art. 39 del Decreto Legislativo del 11 maggio 1999 n.152 "Testo unico sulla tutela delle acque" e dal Decreto Legislativo n. 258 del 2000 ma non descrivono come governarle, rimandando l'autorità alle Regioni. [Marani M.]

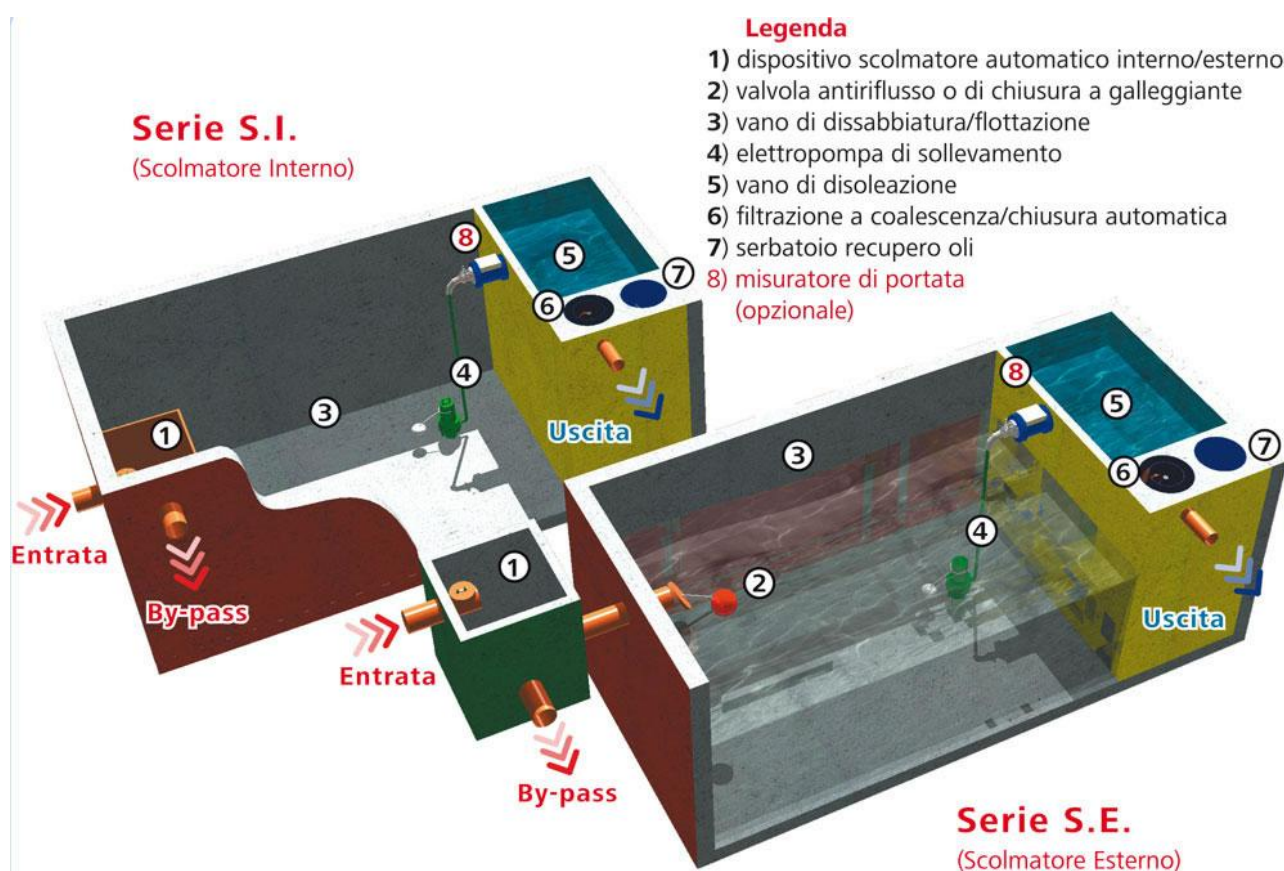


Figura 2.10 – Esempio di vasca di prima pioggia [<http://www.edilimpianti.rn.it>]

La Regione Emilia Romagna con la delibera n.286 del 14 febbraio 2005 disciplina la gestione delle acque di prima pioggia e di dilavamento delle superfici impermeabili.

Tale delibera suddivide le acque in acque di prima pioggia e acque di seconda pioggia:

“Acque di prima pioggia”: vengono considerate i primi 2,5 – 5 mm di acqua meteorica di dilavamento; per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte e lastricate od impermeabilizzate ed a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal comparto le superfici coltivate.

“Acque di seconda pioggia”: l'acqua meteorica di dilavamento derivante dalla superficie scolante del sistema di drenaggio, avviata allo scarico nel corpo recettore in tempi successivi a quelli definiti per il calcolo delle acque di prima pioggia.

Per raccogliere e depurare le acque di prima pioggia occorre creare volumi di immagazzinamento dette vasche di prima pioggia (*figura 2.11*) che laminano le portate inquinate verso il depuratore permettendo alle acque successive di essere inviate al ricettore finale escludendo il contatto con le acque di prima pioggia in modo da non diluirle. Se si considerano come acque di prima pioggia i primi 2,5 – 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio, cadute nell'intervallo di 15 minuti, il corrispondente volume d'acqua sarà pari a 25 – 50 metri cubi di superficie impermeabile considerata. [Ranucci A.]

Normalmente le vasche di prima pioggia sono costituite da un bacino chiuso ed interrato (*vedi fig 2.12*) preceduto da un pozzetto che convoglia al suo interno le acque. Nel momento in cui la vasca di prima pioggia si riempie una valvola a clapet la esclude dal flusso delle acque di seconda pioggia che si riversano dal pozzetto nel ricettore finale.

Una pompa di svuotamento di solito è prevista all'interno della vasca che attivata invia le acque al depuratore. [Marani M.]



Figura 2.11 – Posa in opera di una vasca di prima pioggia prefabbricata [<http://www.friultubi.it>]

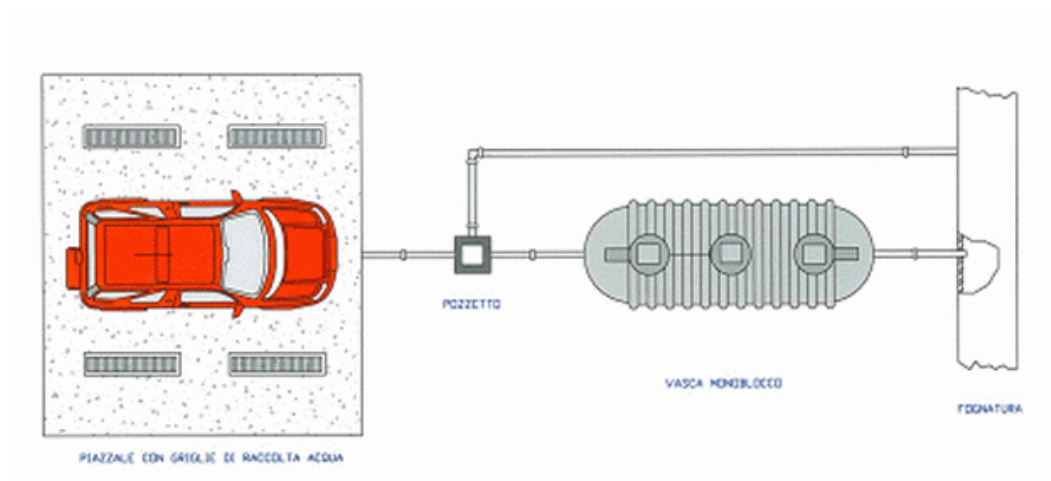


Figura 2.12 – Esempio di posizionamento di una vasca di prima pioggia [<http://www.ecoservicesrl.com>]

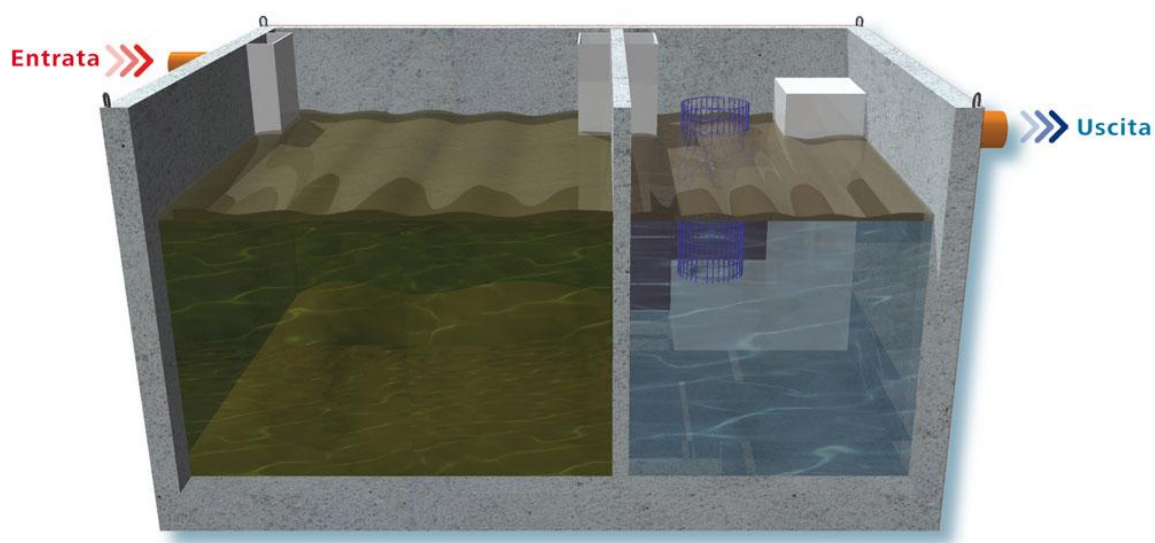


Figura 2.13 – Esempio di vasca di prima pioggia a 2 camere



## 2.5 VASCHE VOLANO O DI LAMINAZIONE

A causa dell'urbanizzazione e dell'impermeabilizzazione delle superfici diminuisce notevolmente l'infiltrazione nel suolo ed aumenta il deflusso superficiale, per questo motivo la creazione di vasche di laminazione diventa necessaria per il buon funzionamento del sistema di deflusso urbano.

Le vasche contengono temporaneamente i picchi di piena provenienti dalle piogge e nel giro di 24 – 48 ore si svuotano completamente inviando le portate in rete. La qualità delle acque è migliorata dalla rimozione di sostanze che si sedimentano nel periodo di tempo in cui vengono trattenute dalla vasca. [Ranucci A.]

Le vasche volano o di laminazione (*figura 2.15*) vengono progettate sulla base della determinazione della loro capacità d'invaso che è funzione della portata massima accettabile all'uscita che deriva dall'evento critico meteorico di determinato tempo di ritorno.

Per il pieno raggiungimento degli obiettivi di controllo del sistema di deflussi urbano occorre studiare il comportamento dell'invaso che si sta progettando in occasione di un evento di dimensione maggiore a quello con tempo di ritorno di progetto.

Durante questi eventi la vasca non sarà del tutto efficace nel contenere tutte le acque che eccedevano la portata di soglia, fino al completo annullamento dell'effetto di laminazione nel caso che il volume invasabile dall'invaso sia completamente esaurito all'arrivo del colmo di piena, producendo addirittura in taluni casi l'effetto negativo di incrementare il fronte d'onda all'arrivo nel ricettore. [Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione]



Figura 2.14 – Esempio del funzionamento di una vasca di laminazione [<http://www.edilimpianti.rn.it>]



**Figura 2.15 – Vasca di laminazione a servizio di una abitazione civile** [<http://www.hellopro.it>]



**Figura 2.16 – Realizzazione dello scavo per la vasca di laminazione di San Vittore Alona (MI)** [<http://sullerivedellolona.blogspot.com/>]

### 3 BEST MANAGEMENT PRACTICES (BMP)

Una soluzione sempre più diffusamente applicata al problema dello smaltimento delle acque meteoriche è costituita dall'adozione delle cosiddette BMP (Best Management Practices), definite come strategie, pratiche o metodi per la rimozione, la riduzione, il ritardo o la prevenzione della quantità di costituenti inquinanti e contaminanti delle acque di pioggia, prima che giungano nei corpi idrici ricettori. Le BMP si distinguono in non strutturali e strutturali: tra le prime rientrano i provvedimenti normativi e regolamentari; le altre sono costituite da sistemi depurativi di diverso tipo (frequente è il ricorso a sistemi naturali, o estensivi, caratterizzati da costi di impianto e di esercizio molto contenuti), che talvolta si configurano come veri e propri impianti di trattamento, nei quali si sfruttano processi fisici e biologici per ridurre il carico inquinante delle acque di pioggia, eventualmente assicurando, nel contempo, anche la laminazione delle portate di piena.

Le BMP si possono classificare in diverse categorie:

- **SISTEMI FILTRANTI:** I filtri sono strutture che utilizzano una matrice drenante come sabbia, ghiaia o torba in grado di rimuovere gran parte dei composti inquinanti presenti nelle acque di prima pioggia (primi 15-30 mm) di superfici non elevate.
  - **Filtri a sabbia superficiale:** Sistemi costituiti da due camere: una di sedimentazione che induce il deposito del materiale grossolano che intaserebbe il filtro ed una di filtrazione costituita da un letto di sabbia e ghiaia e da un tubo forato posto sul fondo della camera atto a drenare l'acquafiltrata.
  - **Filtri tricamerale:** Sono costituiti da due camere iniziali di sedimentazione e filtrazione collegate con un passaggio a gomito per permettere anche la separazione di sostanze oleose e flottanti (*figura 3.1*). Tale sistemazione limita il passaggio di sostanze sedimentabili e grasse nel filtro prolungandone la capacità e la durata. L'acqua filtrata viene convogliata nella terza camera attraverso un tubo di drenaggio rivestito di ghiaia, la terza camera è poi collegata al sistema di dispersione. Come per tutti i sistemi di filtrazione a sabbia anche in questo caso è preferibile una sistemazione off-line del sistema. Per quanto riguarda i flussi

eventualmente eccedenti: questi possono essere direttamente convogliati attraverso uno sfioratore nella terza camera.

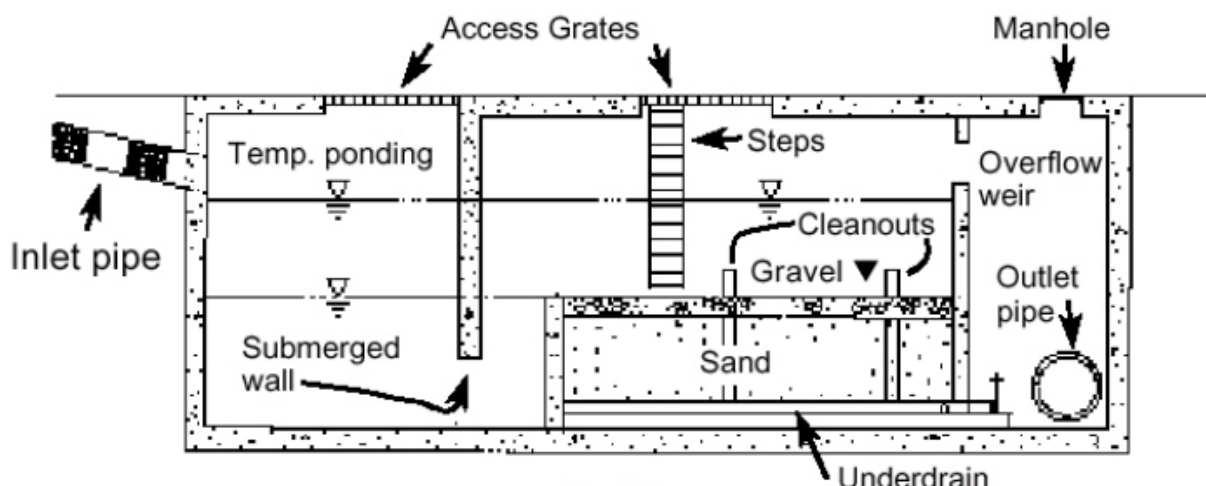


Figura 3.1 – Esempio funzionamento del filtro tricamerale [<http://dhn.iuhr.uiowa.edu>]

- **SISTEMI AD INFILTRAZIONE:** Permettono la penetrazione delle acque nel sottosuolo ristabilendo l'originale equilibrio idrico prima dell'urbanizzazione del lotto, riducendo le portate che vengono scaricate nei ricettori e provvedendo alla ricarica delle falde sotterranee. La percolazione nel sottosuolo comporta la rimozione di parte degli inquinanti presenti poiché tali particelle vengono trattenute dal suolo mentre le particelle organiche vengono rimosse dai microrganismi in esso presenti (BIORETENTION). L'acqua meteorica che viene immessa in trincee di infiltrazione o pozzi perdenti occorre che non sia particolarmente inquinata perché non attraversando il terreno perdono la depurazione che lo strato superficiale poteva offrire. I sistemi ad infiltrazione sono da evitare nelle zone dove l'approvvigionamento idrico viene effettuato utilizzando acque di falda soprattutto nelle aree commerciali ed industriali a causa del pericolo di immettere sostanze inquinanti in falda. Anche nelle zone di bassa permeabilità del terreno i sistemi ad infiltrazione non risultano idonei perché possono provocare malfunzionamenti. I sistemi ad infiltrazione principali sono: Bacini di infiltrazione, Canali infiltranti, Pavimentazioni porose, Pozzi asciutti.
- **SISTEMI VEGETATI:** L'erosione del suolo causata dalla rimozione della vegetazione, dalle alterazioni del suolo crea evidenti cambiamenti alle caratteristiche di deflusso delle acque meteoriche. I sistemi vegetati hanno

l'obiettivo principale di contenere le acque meteoriche e si suddividono sostanzialmente in tre tipologie principali: fasce filtro, aree tampone, canali inerbiti (vedi figura 3.2). I sistemi naturali aiutano a laminare le acque e ridurre l'inquinamento; possono consistere in semplici aree verdi dove vengono accolte temporaneamente le acque di prima pioggia, come i canali inerbiti (grass swales) o stagni (ponds) fino ai sistemi di fitodepurazione che sfruttano la bioretention cioè la capacità di determinate piante di assorbire gli inquinanti dall'acqua depurandola. La fitodepurazione viene attuata tramite vasche naturali o artificiali impermeabili al cui interno sono disposte a dimora determinate specie di piante (in genere macrofite) su un fondo ghiaioso dotato di un sistema di recupero delle acque. La dimensione dell'impianto dipende dal fabbisogno, in genere per un impianto domestico sono necessari dai 3 ai 6 metri quadri per persona

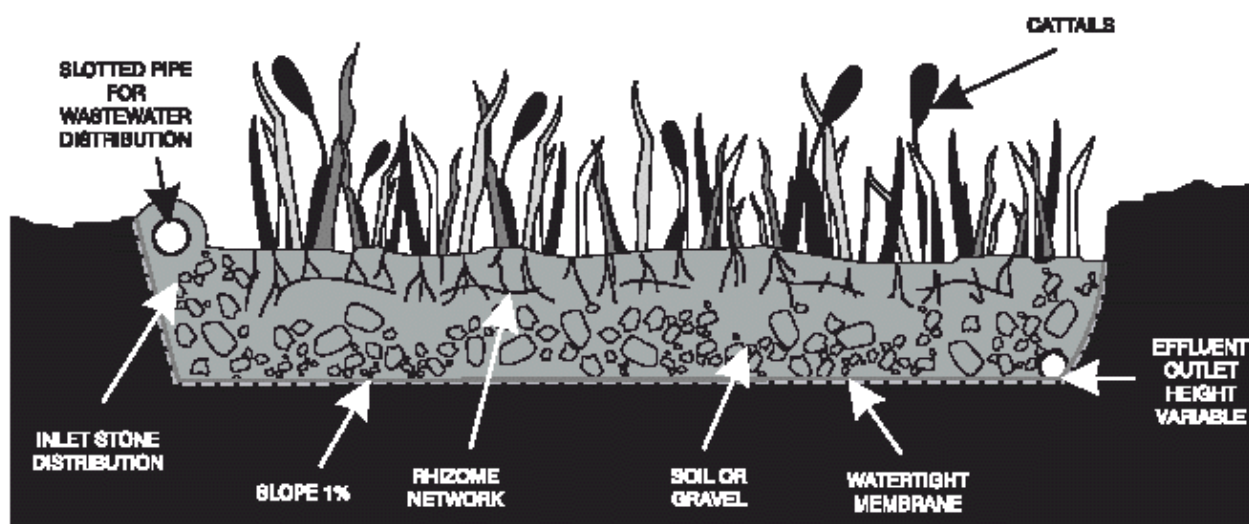


Figura 3.2 – Esempio schematico di canale inerbito [<http://www.inspectapedia.com>]



### 3.1 WATER SENSATIVE URBAN DESIGN (WSUD)

Sono sistemi sviluppati soprattutto in UK ed in Australia per ridurre l'inquinamento e per laminare le acque derivanti dai sistemi urbani.

Obiettivo delle tecniche WSUD è di cercare di emulare il sistema naturale di depurazione e laminazione delle acque attraverso tecniche che non richiedano energia e non siano impattanti.

Un esempio sono le aree umide che oltre ad essere un habitat per fauna e flora locale, raccolgono e depurano le acque, restituendole lentamente ai corsi d'acqua.

Vengono suddivisi in 3 categorie a seconda della scala d'azione: *site*, *precint*, *regional*.

*Site elements* o locali, vengono applicati a singoli elementi tipo un edificio o un piccolo quartiere; *precint elements* o di zona, vengono applicati a piccoli gruppi di elementi come un quartiere di medie dimensioni o una piccola area (vedi figura 3.3); *regional elements* o di vasta scala sono applicabili solo su larghe aree.



Figura 3.3 – Applicazione di un WSUD in un piccolo quartiere australiano [<http://www.mandurah.wa.gov.au>]

### 3.2 LOW IMPACT DEVELOPMENT (LID)

Tecniche sviluppate soprattutto negli Stati Uniti per il controllo delle acque meteoriche tramite tecnologie a basso impatto, che sfruttano le risorse naturali e locali e mirano al mantenimento del regime idrico presente prima dell'urbanizzazione tramite la pianificazione territoriale (*vedi figura 3.4*).

Obiettivo delle LID è di cercare di replicare il regime idrico preesistente all'insediamento, questo è possibile soprattutto grazie ad una buona pianificazione delle acque a monte della progettazione dell'intervento edilizio.



Figura 3.4 – Applicazione di un sistema LID in un quartiere residenziale statunitense [<http://www.epa.gov>]

### 3.3 COMBINED SEWER OVERFLOWS (CSO)

Uno dei problemi principali da affrontare in materia di scarichi urbani è la presenza di fognature miste (*vedi figura 3.5*) che trasportano oltre alle acque di scarico nere anche le acque derivanti dagli eventi piovosi. Il condotto ed il sistema di depurazione delle acque che si trova a valle deve essere capace di ricevere la quantità maggiore di acque da trattare per non entrare in crisi. La funzione principale del CSO è di dividere in due il flusso derivante da una fognatura mista, uno verso l'impianto di trattamento acque ed uno verso i canali recettori finali (fiumi e mare) in modo da assicurare il buon funzionamento del sistema depurante senza compromettere l'ambiente.

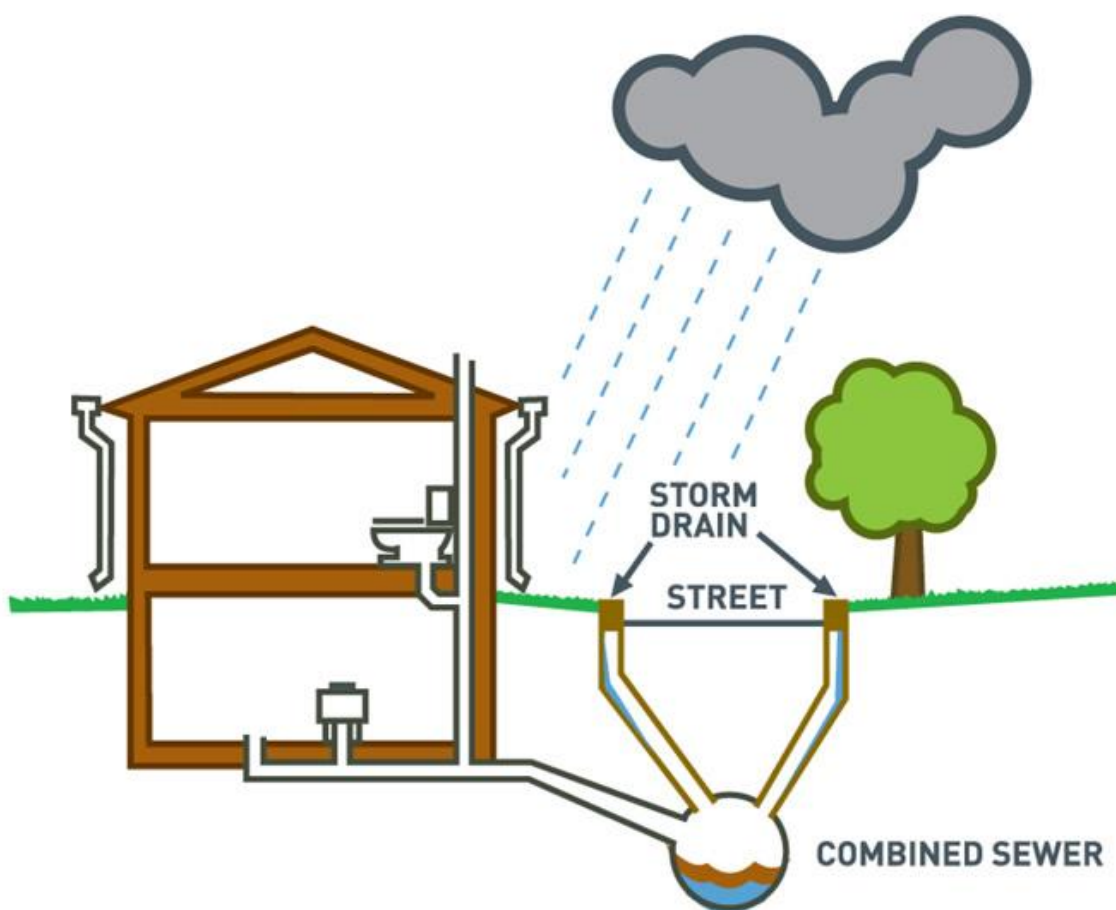


Figura 3.5 – Sistema che necessita l'intervento della tecnica CSO [<http://www.utilitieskingston.com>]



### 3.4 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DEI TETTI

Le acque dei tetti sono considerate acque non inquinate, per questo non necessitano di una particolare depurazione per il riutilizzo per fini non potabili o per essere smaltite.

Alcune tipologie di tetti a causa del materiale con cui sono prodotti se non sono stati sottoposti a trattamenti protettivi fanno eccezione come: rame, zinco e piombo.

Un sistema completo per il riutilizzo dell'acqua piovana è costituito da: serbatoio, filtro, pompa (solitamente centrifughe), seconda rete di condotte con sistema di integrazione di acqua potabile (rubinetti contrassegnati come acqua non potabile), scarico di troppo pieno. Il troppo pieno è preferibile che sfiori verso un sistema d'infiltrazione e che la tubazione sia protetta dall'ingresso di eventuali animali o insetti. Se il troppo pieno è collegato in fognatura occorre un sifone ed una valvola di non ritorno.

E' molto importante che le attrezzature che si vogliono adottare per riutilizzare l'acqua non vengano tenute sotto al sole diretto per ridurre la crescita di alghe e vengano opportunamente protette durante l'inverno da eventuali congelamenti dell'attrezzatura.

Gli inquinanti presenti nelle acque possono essere: sedimenti, fosforo, azoto totale (totalnitrogen), domanda chimica di ossigeno (chemical oxygen demand COD), batteri, zinco, rame, piombo (lead), oli e grassi, arsenico, cadmium, cromo, pesticidi, ferro, nickel, manganese, cianuro (cyanide), sodio, sale, solfati, petrolio e derivati.

La resa di un tetto espressa in litri può essere facilmente calcolata tramite la formula:

$$R = S \cdot V_p \cdot V_t$$

dove:

- S = Superficie del tetto proiettata pari alla base della casa.
- V<sub>p</sub> = Quantità di pioggia annuale, valore ottenibile presso il Comune o presso il centro meteorologico. (media nazionale 1000 2 l m )
- V<sub>t</sub> = Valore che varia in funzione del materiale di costruzione del tetto.
- (Tegola in argilla, cotta e smaltata 0,9; Tetto in cemento o ardesia 0,8; Tetti piani con inghiaia 0,6; Tetti verdi 0,4 (*vedi figure 3.6-3.7-3.8*))

Dalla formula si ottiene che è possibile recuperare circa 800 litri d'acqua pluviale per mq (80.000 litri all'anno su un tetto di 100 2 m ). Durante i mesi estivi caratterizzati da scarse precipitazioni si calcola il recupero di circa 30 - 40 litri per mq di copertura.

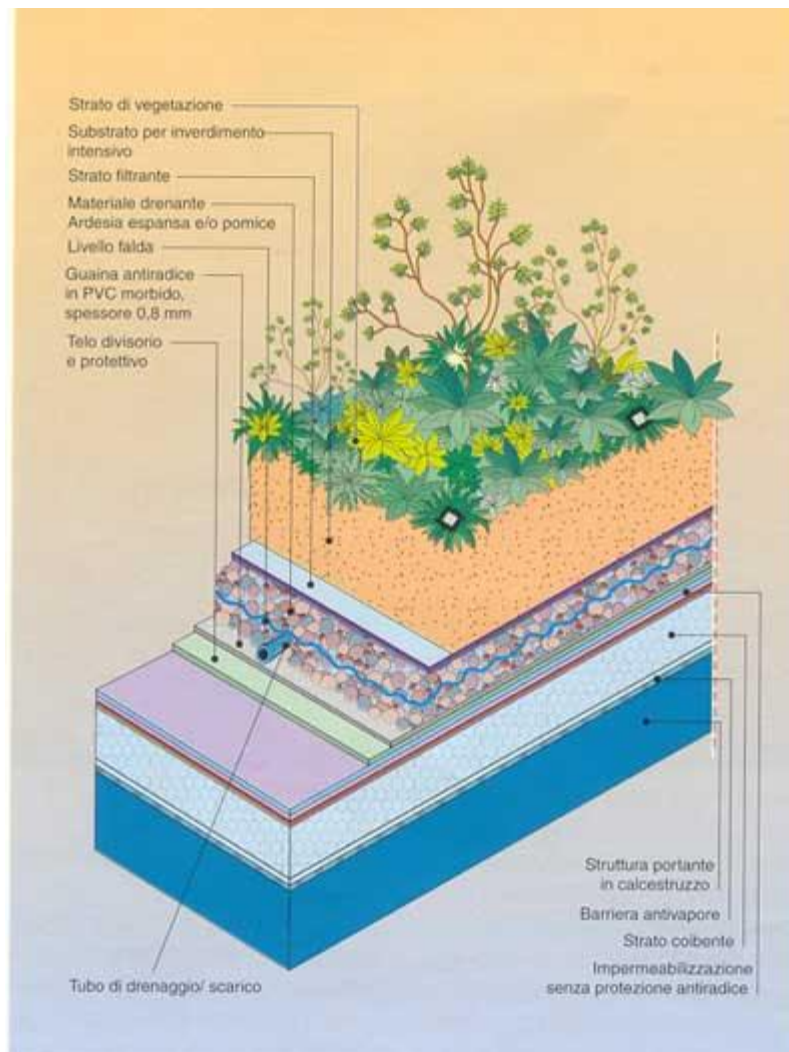


Figura 3.6 – Strati formanti un tetto verde [<http://www.ethicalgarden.it>]



Figura 3.7 – Esempio di un tetto verde [<http://immobiliedintorni.wordpress.com>]



Figura 3.8 - Tetto verde realizzato in un grattacielo [<http://www.ecologiae.com>]

Raccogliere e riutilizzare l'acqua piovana comporta un risparmio di acqua potabile utilizzando l'acqua meteorica per: innaffiare il prato, lavare la macchina e per i servizi igienici. Un comune impianto di recupero acque meteoriche può portare al risparmio di circa il 50% di acqua potabile (vedi figura 3.9).

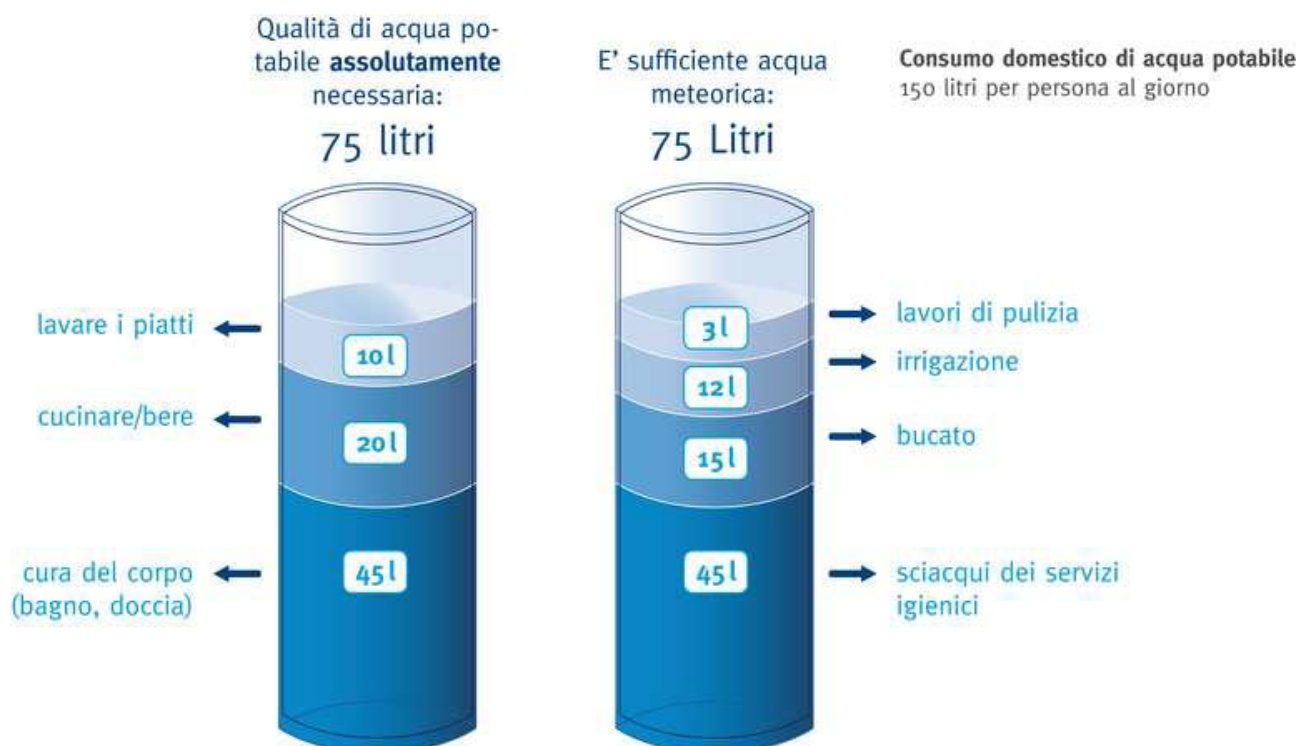


Figura 3.9 – Usi domestici delle acque [[www.provincia.bz.it](http://www.provincia.bz.it)]

### 3.4.1 Cisterne o Rain Barrels

- Applicazione pratica ed economica sia su piccoli edifici che in grandi grazie alla produzione di dispositivi in varie scale;-possibilità di alloggiare il dispositivo sia esternamente che sottoterra.
- Attenzioni particolari: Occorre porre particolare attenzione agli insetti che si possono creare attorno o all'interno di questi dispositivi, sia all'entrata che all'uscita del dispositivo deve essere predisposto un meccanismo che impedisca l'entrata di animali o insetti, inoltre occorre disporre il dispositivo in un luogo riparato dal sole per evitare la crescita di alghe.

Le cisterne raccolgono l'acqua piovana dai tetti e permettono la sua decantazione e riutilizzo dove non è richiesta la potabilità: innaffiare il giardino, lavare la macchina, per la lavatrice e per riempire le cassette dei wc (*vedi figure 3.10-3.11*). L'ossigeno presente all'interno dei dispositivi favorisce la proliferazione di batteri "buoni" che mineralizzano la sedimentazione sul fondo del serbatoio, mantenendo l'acqua pura e depurandola. Le cisterne sono costruite con materiali resistenti: cls, metallo, polietilene, plastiche e contengono da 100 a 10.000 galloni che equivale a volumi variabili da 380 a 38.000 litri (1 gallone equivale a circa 3,8 litri); che significa da 20 a 50 litri per mq di tetto a seconda della piovosità del luogo. Per un tetto di 100 mq il serbatoio sarà circa 2.000-5.000 litri, si calcola che questo volume soddisfa il fabbisogno di acqua non potabile per un periodo di secca di circa 3 settimane.

I barili raccogli pioggia hanno in genere un volume minore rispetto le cisterne variabile da 55 a 90 galloni (da 210 a 350 litri circa) e generalmente sono prodotti in plastica.

Entrambi i dispositivi di raccolta possono essere situati: in cima al tetto, sottoterra, in giardino o in garage. Per ogni dispositivo occorre la presenza di un filtro che separa le particelle sospese dall'acqua meteorica, si può trovare o direttamente nel pluviale o in una centralina di filtraggio nel serbatoio.

L'acqua separata dalla sporcizia viene poi incanalata all'interno del serbatoio tramite una tubazione la cui parte finale è rivolta verso l'alto al fine di non creare turbolenze e quindi non smuovere eventuali sedimenti giacenti sul fondo del serbatoio.

L'aspirazione dell'acqua avviene a 15 cm sotto il livello dell'acqua nel dispositivo, tramite un tubo flessibile con galleggiante, posto all'interno del serbatoio in modo da pescare l'acqua più pura.

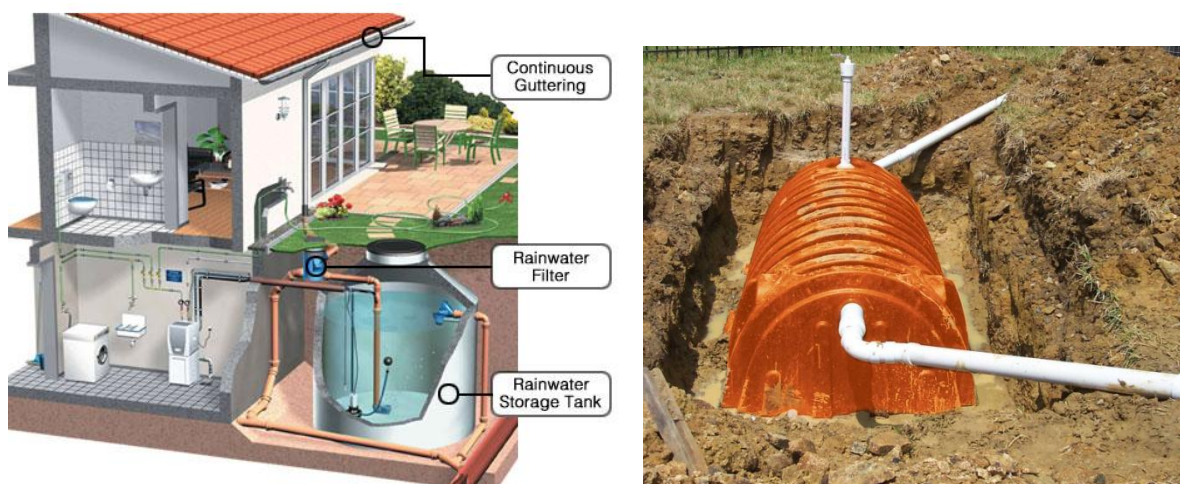
Una centralina composta da un quadro elettrico e da una pompa integrata controlla



l'intero sistema dall'interno dell'abitazione. La centralina ha inoltre il compito di comandare l'afflusso dell'acqua potabile quando si esaurisce la riserva d'acqua piovana nel serbatoio. E' importante assicurare che all'interno dei serbatoi la temperatura si mantenga fresca e senza sbalzi termici per la manutenzione dei dispositivi e l'igiene dell'acqua raccolta. L'assenza di luce è un altro fattore necessario per evitare la formazione di alghe, contribuendo a mantenere all'interno del serbatoio un equilibrio naturale. Occorre una manutenzione annuale dei dispositivi per effettuare la pulizia interna delle pareti ed il controllo di eventuali intoppi. Le cisterne o i barili raccogli - pioggia sono interventi economici soprattutto se interrati ed hanno una vita media di 20-50 anni. Una volta che le cisterne sono piene, scaricano il troppo pieno in fogna o in un secondo dispositivo, come ad esempio un canale di infiltrazione dato che le acque dai tetti vengono considerate abbastanza pulite e non è necessaria una particolare depurazione.



**Figura 3.10 – Esempi di RAIN BARRELS da esterno** [<http://www.rainsaverusa.com/>]



**Figura 3.11 – Esempi RAIN BARRELS interrati** [<http://www.rainwater-harvesting-4-homes.com>]

### 3.4.2 Pozzi Asciutti

- Sono delle cavità utilizzate principalmente per raccogliere le acque di pioggia provenienti dai tetti di edifici residenziali o commerciali.
- Attenzioni particolari: verifica dell'idoneità delle acque per non inquinare la falda

Hanno caratteristiche costruttive simili ai canali di infiltrazione e sono costituiti da un involucro di tessuto non tessuto riempito di ghiaia posto su di un letto di sabbia spesso circa 50 cm; il materiale geotessile viene posizionato solitamente anche all'entrata del pozzo come filtro e sostituito periodicamente (*vedi figura 3.12*). I pozzi asciutti possono ridurre notevolmente l'ammontare dei volumi delle acque piovane verso i ricettori principali grazie alla loro capacità di laminazione ed infiltrazione delle acque.

A differenza dei sistemi infiltranti dove la percolazione del fluido attraverso il terreno e la vegetazione presente aiuta il fluido a depurarsi, in questo caso non è presente quindi occorre verificare che le acque che si raccolgono in esse per essere infiltrate nel terreno siano idonee a non inquinare la falda sottostante. Inoltre è necessario dimensionare correttamente tali dispositivi onde evitare eventuali esondazioni per cui spesso è previsto un sistema di sfioro dell'eccesso verso la fognatura pubblica. Tale soluzione è in grado di ridurre notevolmente l'ammontare dei volumi delle acque di pioggia che fluiscono in corpi idrici superficiali e che sono utilizzabili soprattutto quando le acque raccolte si presumono relativamente pulite. I pozzi asciutti favoriscono l'infiltrazione e perciò aiutano a ricaricare le falde, mantengono i flussi minimi nei corsi d'acqua e riducono i picchi di portata e gli effetti erosivi ad essi associati.

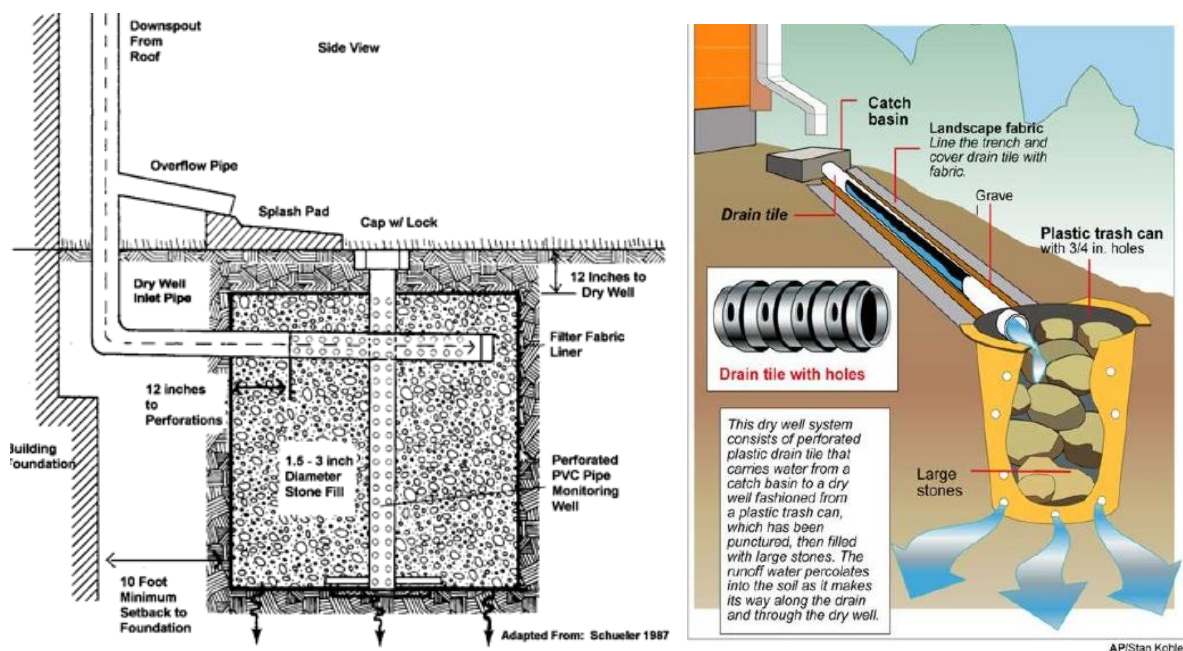


Figura 3.12 –Esempi pozzi asciutti



### 3.4.3 Drywell o French Drains

Il tubo della grondaia aumenta di diametro, viene bucherellato ed infisso nel terreno attorniato da un letto ghiaioso che aiuta l'acqua ad infiltrarsi nel terreno (*vedi figura 3.13*).

Il diametro minimo del tubo è di 28 pollici (1 pollice equivale a 2,54 cm) e viene infisso nel terreno ad una distanza di almeno 10 piedi dal perimetro occupato dalle fondamenta o dalla perimetro dell'edificio (un piede equivale a 12 pollici equivalenti a 30,48 cm).

Un sistema simile al drywell sono i "pozzetti disperdenti": un pozzetto singolo o multipli dotati di un sistema di condotte del diametro minimo di 200 mm perforate con fori del diametro di 20 mm che si inseriscono orizzontalmente nel terreno coadiuvando l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo

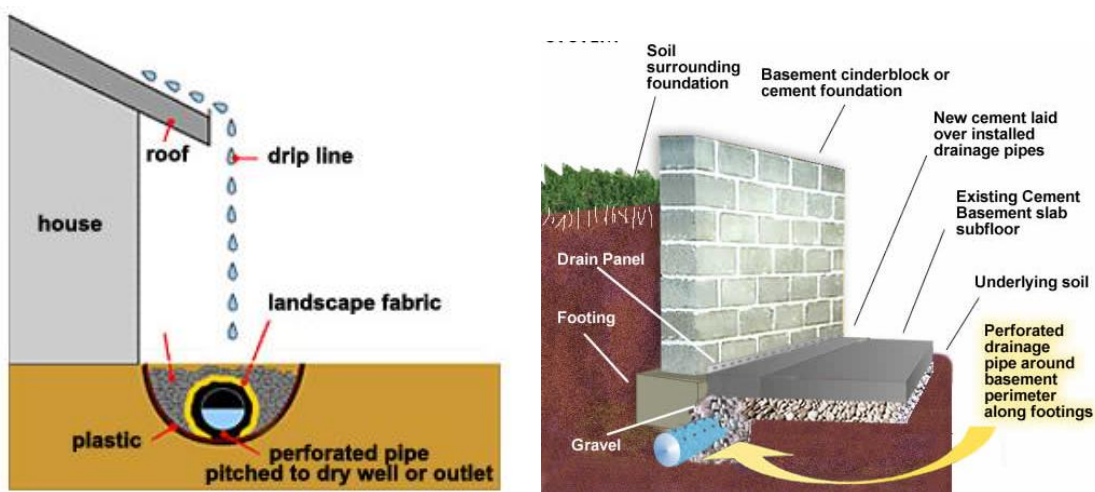


Figura 3.13 – Principio funzionamento French Drains [<http://www.askthebuilder.com>]

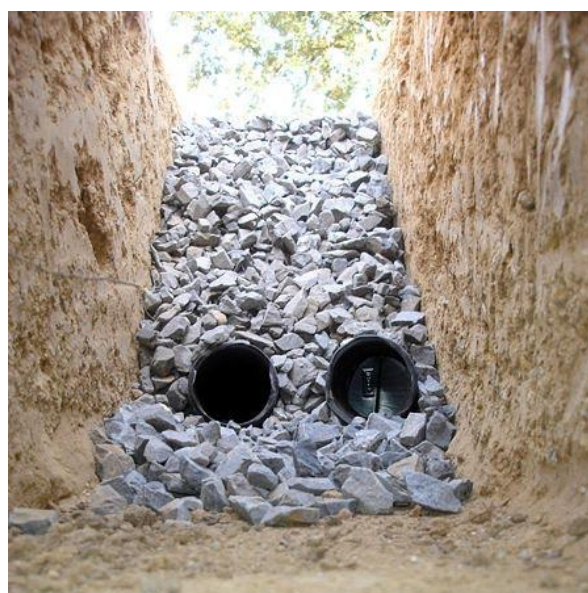


Figura 3.14 – Fase di reinterro di un Franch Drain [<http://www.catskillhouse.us/>]





**Figura 3.15 –Fase di posa in opera di un French Drain [<http://www.drainagemasters.com>]**



**Figura 3.16 – Vialletto in ciottoli che nasconde il French Drain [<http://www.homeownercare.com>]**

#### 3.4.4 Ecoroofs

I tetti verdi possono essere calpestabili e riguardare la coltura di erbe e persino di arbusti nel caso di tetti verdi spessi almeno 50 cm detti “intensive roof” (*vedi figura 3.18*). Essi sono in grado di catturare il 60% dell’acqua piovana che casca sul tetto, riducendo la temperatura del tetto oltre a comportare la laminazione delle acque provenienti dai tetti verso il sistema fognario. I tetti verdi necessitano di una continua manutenzione ordinaria incluso l’irrigazione nei periodi secchi per il loro corretto funzionamento.

I tetti verdi intensivi sono costituiti da coperture vegetali molto esigenti comprendenti anche cespugli e perfino alberi. Lo spessore dello strato di terreno di un tetto verde intensivo varia da 25 a 150 cm di terreno, comunemente viene utilizzato un pacchetto con circa 50 cm di terreno. Per la loro costituzione i tetti verdi intensivi vengono considerati aree verdi paragonabili a veri giardini per i quali deve essere garantito l’approvvigionamento idrico regolare e l’apporto di sostanze nutrienti.

Nei tetti verdi estensivi vengono usate specie arboree tipo graminacee, infestanti, aromatiche e sedum, molto resistenti che si adattano a condizioni difficili e coperture inclinate. Per i tetti estensivi l’irrigazione è necessaria di solito solo nella fase di inverdimento dopodiché il sistema dovrebbe funzionare con il solo apporto meteorico.

Lo spessore della stratificazione dei tetti estensivi normalmente è pari a circa 15 cm.



Figura 3.17 – Esempio di tetto verde estensivo [<http://www.rottensteiner.eu>]



### 3.4.5 Vasche Verdi Filtranti (Flow-Through Planters)

Le vasche verdi filtranti sono un'ottima soluzione per terreni che drenano male, di grandezza variabile, vengono posizionate normalmente a ridosso della costruzione e viene convogliata al loro interno l'acqua piovana. Sono riempite di terreno ghiaioso e terra in cui crescono piante che hanno la capacità di filtrare le acque dagli inquinanti (*vedi figura 3.18 - 3.19 - 3.20 - 3.21*), abbassarne la temperatura e ridurne il volume, in questo modo l'acqua raccolta dal sistema fognario è minore e di migliore qualità. Normalmente queste vasche hanno il fondo impermeabile ma nel caso non lo sia è comunque sempre presente una tubazione di raccolta delle acque filtrate in eccesso.

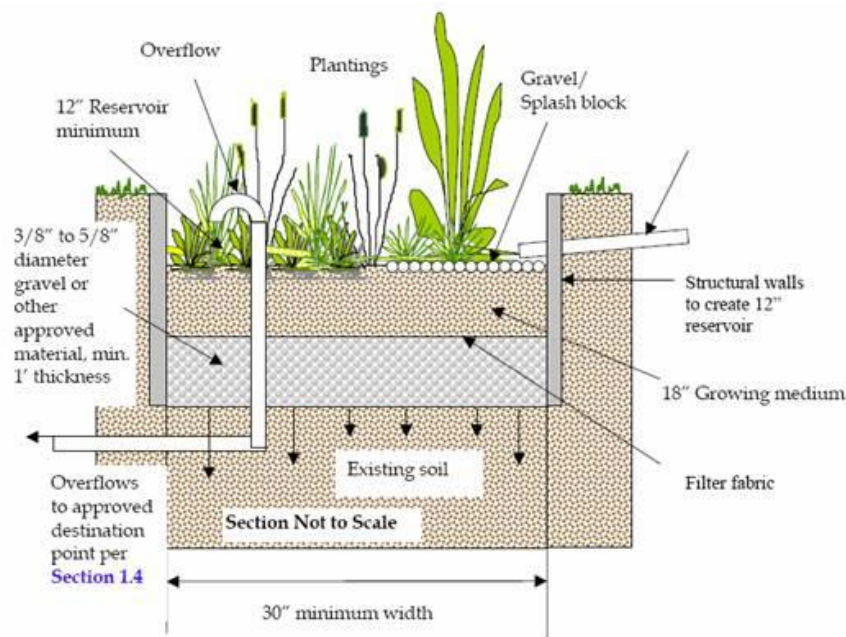


Figura 3.18 – Sezione di una vasca verde filtrante [<http://www.ci.sandy.or.us>]



**Figura 3.19 – Vasca verde filtrante in funzione** [<http://www.rwmwd.org>]



**Figura 3.20 – Vasca verde filtrante ad uso di case a schiera** [<http://picasaweb.google.com>]



**Figura 3.21 – Schema d’inserimento di una vasca verde filtrante** [\[http://blog.timmons.com\]](http://blog.timmons.com)



### 3.4.6 Canali Infiltranti (*Infiltration trenches*)

Il canale infiltrante è una trincea in grado di contenere temporaneamente le acque di pioggia (*figura 3.22*).

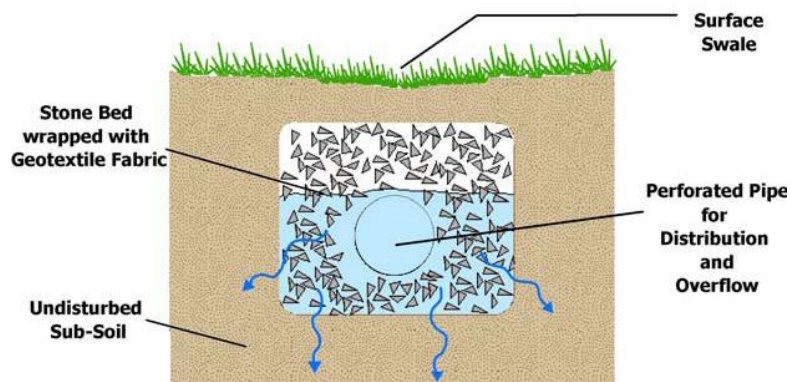


Figura 3.22 – Sezione di un generico canale filtrante[<http://www.csc.temple.edu>]

Le acque contenute nella trincea possono infiltrare dal fondo nel sottosuolo, mentre la quota che non filtra può essere convogliata attraverso la trincea verso l'uscita e affluire in un altro sistema di ritenzione o trattamento (*vedi figura 3.23*).

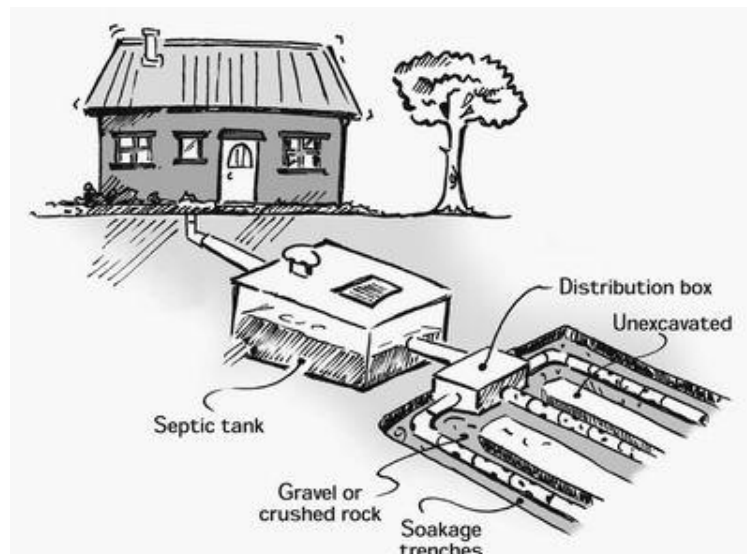


Figura 3.23 – Principio funzionamento canale filtrante[<http://www.nrc.govt.nz>]

I canali di infiltrazione vengono normalmente impiegati nella raccolta temporanea e successiva infiltrazione delle acque di pioggia di aree urbanizzate. Queste soluzioni possono ridurre i picchi di afflusso e riprodurre le condizioni idrologiche presenti prima dell'urbanizzazione e, allo stesso tempo, rimuovere sostanze particolate fini e solubili attraverso lo stoccaggio e l'infiltrazione nel terreno. I processi di rimozione sono legati ai

fenomeni di adsorbimento, filtrazione e decomposizione microbica presenti nel terreno. Tale soluzione come per i bacini di infiltrazione è in grado di ridurre il flusso di piena e i problemi di erosione ad esso collegati, mantenendo un flusso di portata minimo più elevato e più stabile nel tempo. Nel caso più completo sono trincee riempite con aggregato inerte e rivestite con uno strato di geotessile. Esse sono costituite da uno strato superficiale, un filtro di geotessuto, una struttura serbatoio, uno strato di sabbia e un filtro in geotessile laterale. Lo strato superficiale, dello spessore di 150-300 mm, è costituito da pietrisco di pezzatura 20-30 mm e ha il compito di trattenere i sedimenti più grossolani (*figura 3.24*). La struttura serbatoio è costituita da ghiaia di pezzatura 40-75 mm. Lo strato di sabbia, di spessore 150-300 mm, ha lo scopo di trattenere i metalli pesanti: in particolare, zinco e piombo. Il geotessile garantisce un effetto di filtrazione e previene l'intasamento della trincea.



**Figura 3.24 – Esempio di canale filtrante**[\[http://www.washco-md.net\]](http://www.washco-md.net)



### 3.4.7 Pozzi Perdenti

I pozzi perdenti sono un'alternativa alle trincee, l'acqua si infila nel sottosuolo in modo concentrato tramite uno scavo nel terreno, circondato da uno strato di ghiaia e dotato di un fondo sabbioso in modo da poter contenere le acque e agevolare l'infiltrazione nel sottosuolo (vedi figura 3.25 - 3.26). Possiedono gli stessi pregi e difetti della trincea d'infiltrazione priva di ricoprimento vegetale.

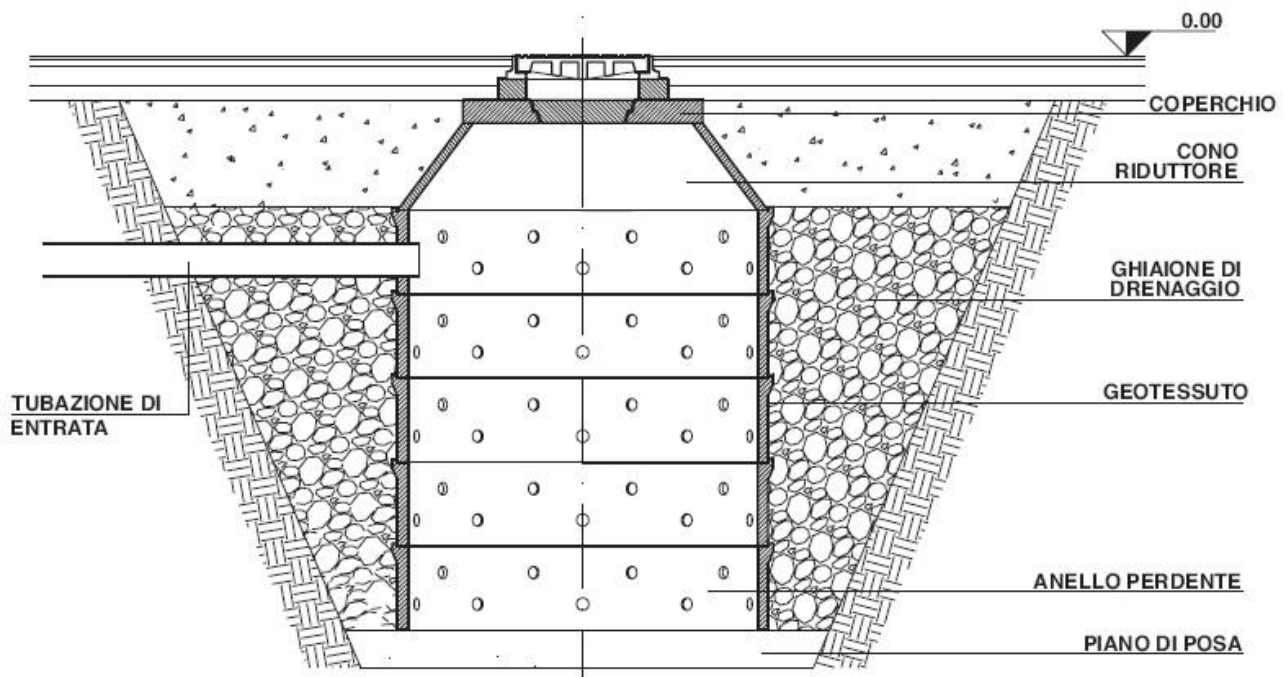


Figura 3.25 – Sezione di un pozzo perdente [<http://www.zambetti.it>]

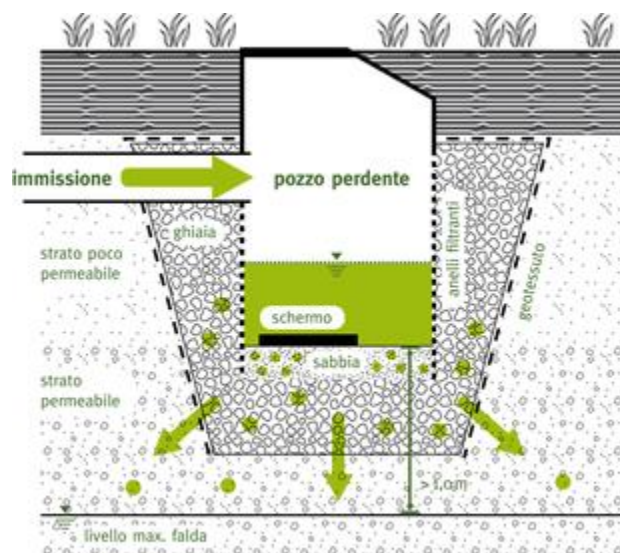


Figura 3.26 – Funzionamento pozzo perdente [<http://www.provinz.bz.it>]

### 3.4.8 Fossi D'infiltrazione

Sono fossati generalmente di sezione trapezia formati da uno strato superficiale di terreno organico spesso 20 - 30 cm, normalmente poco profondi al cui interno ospitano erba e piante (*figura 3.27*). All'interno dei fossati le acque raggiungono una altezza d'acqua massima di 30 cm e generalmente in assenza di piogge i fossati sono asciutti ed inverditi. All'interno dei canali l'acqua di prima pioggia si accumula per breve tempo, massimo due giorni (di solito vengono progettati per 72 ore), dopodiché viene assorbita dal terreno o dalle piante, evapora o viene convogliata verso i grandi ricettori.

I fossi d'infiltrazione ben progettati eliminano le acque nell'arco di pochi giorni evitando così il problema della nascita di insetti e odori fastidiosi.

In contesto urbano i canali inerbiti vengono inseriti solitamente a lato delle strade di grande scorrimento (*vedi figura 3.28*) poiché le specie arboree presenti e la percolazione nel suolo aiuta la depurazione delle sostanze organiche e grossolane delle acque di scolo.

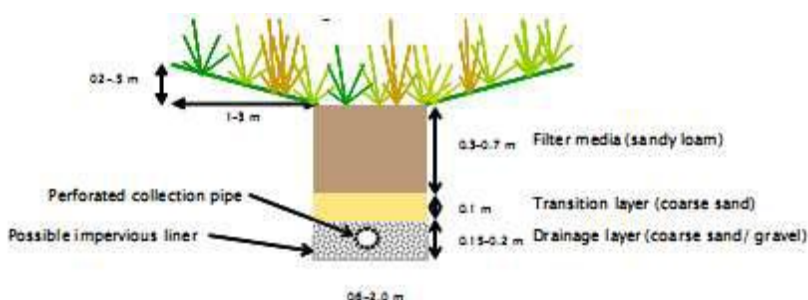


Figura 3.27 – Schema di realizzazione di un fosso d'infiltrazione [WSUD fact sheets – City of Yarra]



Figura 3.28 – Esempio fosso d'infiltrazione a lato di una strada [<http://www.provinz.bz.it>]

### **3.5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE STRADALI**

Le acque che derivano dal dilavamento delle superfici stradali contengono degli inquinanti che possono compromettere l'ambiente per cui necessitano di essere depurate prima della loro immissione nei ricettori principali. Nel caso che le acque derivino da aree dove gli inquinanti presenti possono essere depurati con metodi naturali si possono convogliare le portate in sistemi ad infiltrazione nel sottosuolo in modo da sfruttare il potere depurante dato dalla percolazione, mentre nel caso di acque con inquinanti pericolosi di difficile trattabilità lo sversamento nel sottosuolo è mirato a confinare tali reflui all'interno di barriere geologiche impermeabili che devono far parte di un sistema di depurazione regolato da norme comprovate. Obiettivi principali permangono: la protezione delle acque superficiali e sotterranee da danni di inquinamento e la necessità di laminazione delle acque meteoriche.

#### **3.5.1 Pretrattamenti delle acque piovane**

Separatore di fluidi leggeri

La decantazione dell'acqua permette il trattenimento delle sostanze più leggere come olio o benzina. I separatori di fluidi leggeri vengono usati soprattutto per i deflussi derivanti da superfici in cui sono presenti carburanti od oli minerali.

L'impianto è costituito da: una vasca di sedimentazione dei fanghi, un separatore a gravità di classe II (residuo max, 100 mg/l) ed un separatore a coalescenza classe I (residuo max 5 mg/l).

Suolo filtrante

Si realizza la cosiddetta fitodepurazione sfruttando le capacità depurative naturali del suolo e delle piante; oppure per semplice percolazione attraverso il terreno che trattiene le particelle inquinanti organiche e grossolane (BIORETENTION). I metodi di depurazione a suolo filtrante possono essere utilizzati anche per la depurazione delle acque reflue. L'impianto è costituito da depressioni o bacini naturali con fondo impermeabilizzato riempiti di terreno organico detto suolo filtrante vegetato con piante atte all'assorbimento degli inquinanti ed alla vita in temporanea immersione. L'acqua depurata sfiora attraverso il troppo pieno e defluisce all'interno di una condotta drenante.

Sedimentazione

Vengono rimossi i rifiuti grossolani ed organici presenti nelle acque sfruttando la forza di gravità, infatti riducendo la velocità del flusso essi si depositano e si aggregano. I rifiuti fini

che vengono raccolti tramite questi accorgimenti contengono i maggiori inquinanti come metalli ed idrocarburi. All'interno dei dispositivi atti alla sedimentazione si creano reazioni aerobiche ed anaerobiche che contribuiscono a depurare l'acqua.

Tutti i sistemi di sedimentazione possono completamente seccarsi durante i periodi di secca, comunque necessitano di un sistema di pompaggio per poterli svuotare in caso di necessità. Questi sistemi necessitano di manutenzione straordinaria ogni 2 o 5 anni, per il trattamento dei sedimenti fini, a seconda della grandezza dell'elemento e della quantità di acque che fluiscono attraverso di essi. Occorre invece una manutenzione più frequente per la raccolta dei rifiuti grossolani ed il controllo dello sviluppo di insetti.

Le acque che vengono rilasciate da questi sistemi vengono accuratamente controllate sia come qualità che quantità; spesso il sistema prevede una serie di vasche attraverso cui l'acqua deve passare prima di venire rimessa nei fiumi o in fogna.

### **3.5.2 Disinfettazione UV**

La disinfettazione attraverso ultravioletti viene usata per uccidere i micro-organismi e la loro capacità di riprodursi. Occorre che l'acqua circoli bene all'interno della vasca in modo che tutte le particelle siano esposte alla lampada irradiante. L'azione di questi raggi è particolarmente efficace su batteri, virus, spore, lieviti, muffe, alghe e uova di nematodi (vermi cilindrici).

### **3.5.3 Disinfettazione attraverso il cloro**

Il cloro è il metodo più comune per disinfettare l'acqua, può anche essere aggiunto in forma gassosa o in sali; occorre fare attenzione perché può essere cancerogeno in quanto il cloro combinato con il materiale organico presente nelle acque può formare composti detti clorammine che sono sostanze cancerogene. Il dosaggio di cloro all'interno dell'acqua da depurare dipende dal pH dell'acqua e dalla temperatura.

### **3.5.4 Disinfettazione attraverso l'ozono**

L'ozono è il disinfettante più potente dell'acqua inoltre per reazione si decompone in ossigeno evitando problemi ambientali. Si crea ozono tramite una reazione elettrica attraverso un gas contenente ossigeno, è una molecola formata da 3 atomi di ossigeno che viene miscelata con l'acqua da depurare. L'ozono riesce ad eliminare le clorammine dall'acqua ed inoltre decomponendo la propria molecola riesce ad ossigenare l'acqua rendendola pura.



### 3.5.5 Oil/Grit Separator e Oil-Water Separator

Sistema a 3 camere dove l'acqua entra e viene ripulita da elementi fini ed oli grassi o derivati del petrolio per sedimentazione, procedura detta di disoleazione (vedi figura 3.29).

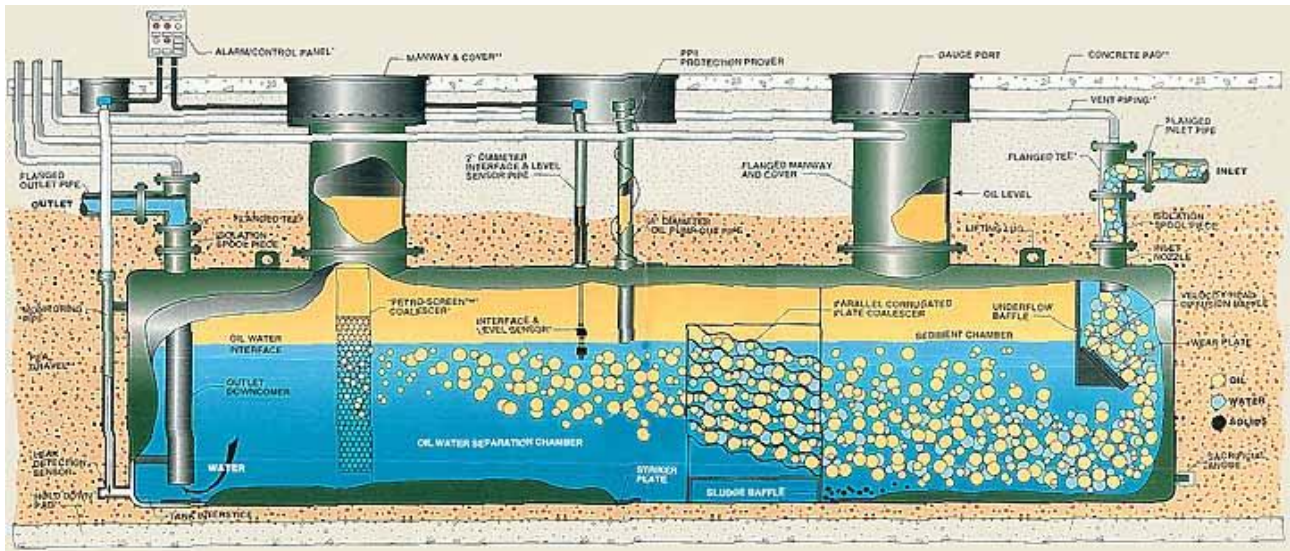


Figura 3.29 – Sezione di un Oil-Water Separator <http://www.hopewell.net/>

### 3.5.6 Container Planters

Sono dei grandi vasi che contengono specie arboree che sopravvivono in caso di immersione (vedi figura 3.30), utili per contenere le acque piovane ma non le acque che derivano dai tetti e diminuire così l'afflusso di acqua durante le precipitazioni al sistema fognario.

Si possono disporre ovunque, lungo i marciapiedi, nelle piazze, in vasi disposti come spartitraffico lungo le strade o attorno ad edifici pubblici come scuole o uffici.



Figura 3.30 – Esempi di Container Planters in spiazzi e piazzali <http://www.gardenpatio.com/>

### 3.5.7 Canali inerbiti (Grass swale)

I canali inerbiti sono canali rivestiti da erba o piante resistenti all'erosione, costruiti per far defluire le acque di pioggia in maniera regolare, sfruttando la capacità della vegetazione di ridurre le velocità di flusso (vedi figura 3.31 -3.32).

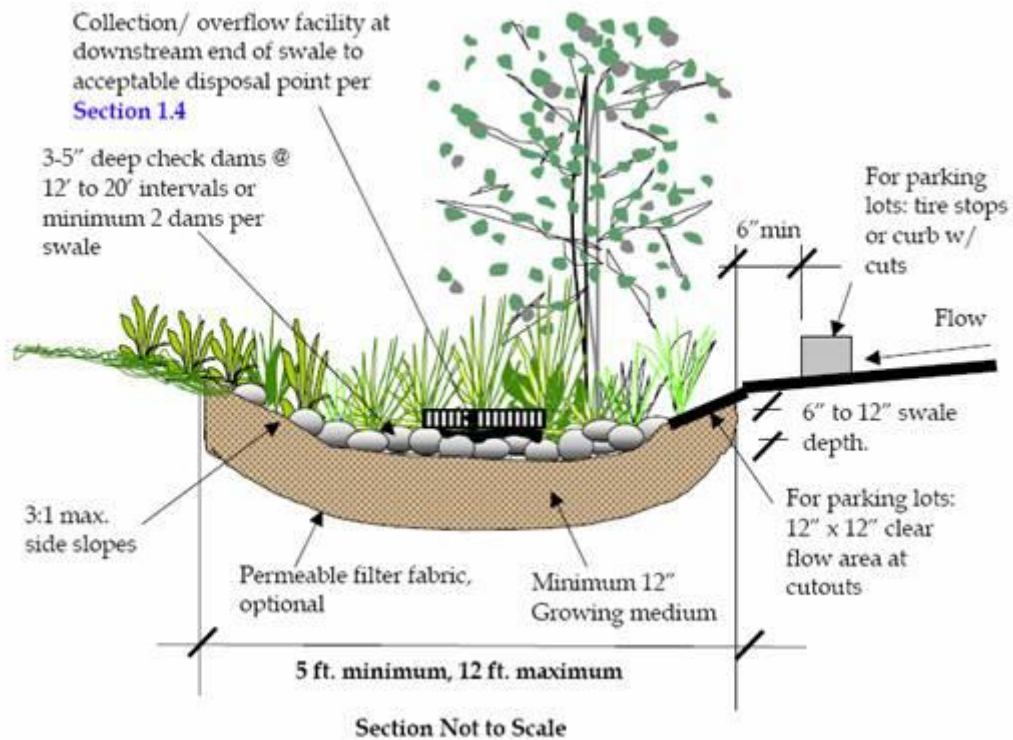


Figura 3.31 – Esempio realizzativo di un canale inerbito [<http://www.ci.sandy.or.us>]



Figura 3.32 – Canale inerbito all'interno di un parco pubblico [<http://www.riversides.org>]



Non vengono di norma progettati per controllare i picchi di portata per fare questo vengono spesso utilizzate in combinazione con altri sistemi BMP quali piccoli invasi o fasce vegetate. In applicazioni con pendenze eccessive, i canali inerbiti possono presentare sul fondo del letto delle depressioni o delle piccole paratoie (*vedi figura 3.33*) in grado di rallentare ulteriormente i flussi e aumentare la capacità di ritenzione idraulica. I canali inerbiti sono comunque soprattutto dei sistemi di convogliamento delle acque di prima pioggia studiati per trasportare le acque senza associare quei fenomeni di erosione presenti con elevate velocità di flusso.

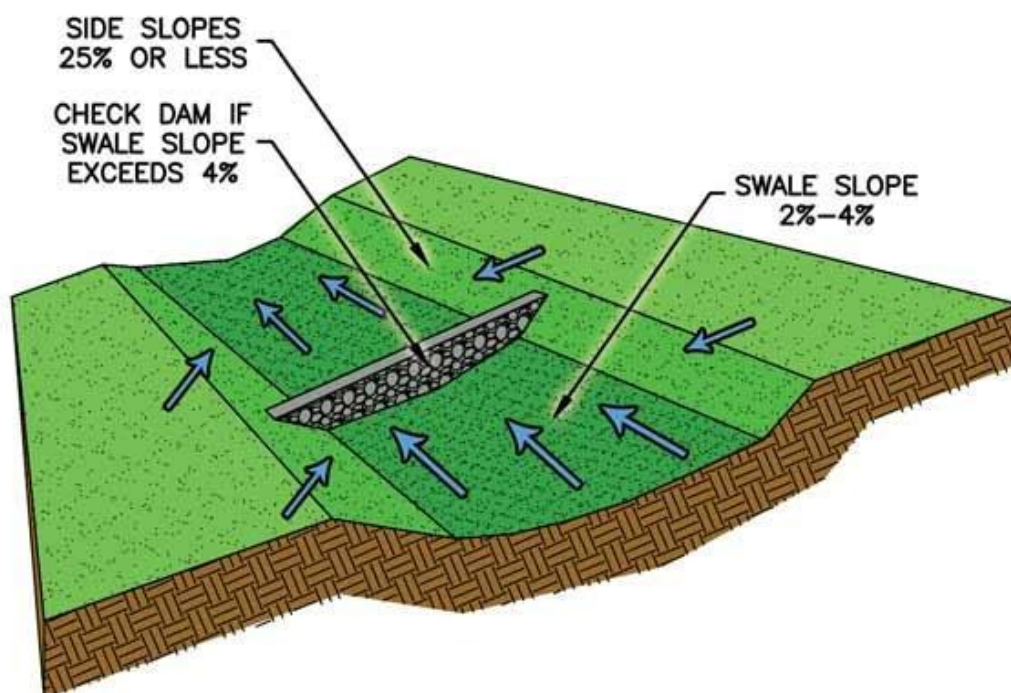


Figura 3.33 – Esempio di canali inerbiti con diaframmi [<http://www.fxbrowne.com>]

La riduzione dei flussi risultante dalla laminazione su una vegetazione compatta comporta una riduzione nei picchi in uscita. Gli inquinanti possono essere rimossi dalle acque attraverso processi di filtrazione legati alla vegetazione, per deposizione, oppure in alcuni casi per infiltrazione nel terreno dei nutrienti in forma solubile. Il grado di depurazione raggiungibile dipende soprattutto dal tempo di residenza delle acque nel canale e dal grado di contatto di queste con la vegetazione e con la superficie del terreno. La presenza di strutture come paratoie o depressioni, all'interno del letto, possono migliorare la capacità di rimozione aumentando i tempi di residenza. Il grado di depurazione raggiungibile dipende soprattutto dal tempo di residenza delle acque nel canale e dallo sviluppo della superficie di contatto di queste con la vegetazione e con la superficie del

terreno. Nei sistemi vegetati gli inquinanti sono rimossi dalle acque di prima pioggia attraverso processi fisici (sedimentazione e volatilizzazione), chimici (adsorbimento e filtrazione) e biologici (decomposizione biologica, biophytoremediation, fitodegradazione). L'integrazione dei diversi processi è la condizione ottimale. La manutenzione della vegetazione richiede periodiche ispezioni, rasature dell'erba, applicazione di fertilizzanti e ripristino delle aree dilavate e delle macchie scoperte. In particolare, i complessi destinati alla rimozione dei sedimenti possono richiedere periodici livellamenti e semine delle sponde in quanto i sedimenti depositati possono distruggere il manto erboso e alterare l'altezza degli argini rischiando di compromettere l'uniformità del flusso lungo il canale.



**Figura 3.34 – Canale inerbito realizzato in un parcheggio**[\[http://www.minnehahacreek.org\]](http://www.minnehahacreek.org)



### 3.5.8 Bioretention

Questi sistemi sono studiati per simulare l'ecosistema di un bosco con una combinazione di filtrazione del suolo e assorbimento da parte della vegetazione (*vedi figura 3.35*). La superficie vegetata nel sottosuolo comprende un sistema di drenaggio per la raccolta delle acque che hanno attraversato il terreno e lo strato radicale ed è progettata per apparire il più naturale possibile. Questo conferisce all'area un aspetto estremamente attraente. L'acqua di pioggia penetra nel sistema e viene momentaneamente stoccata in uno stagno poco profondo posto all'interno dell'area. Da questo stagno l'acqua in parte filtra lentamente attraverso il terreno ed in parte viene assorbita dalle piante.



Figura 3.35 – Esempio di Bioretention in un giardino privato [<http://www.water-research.net>]

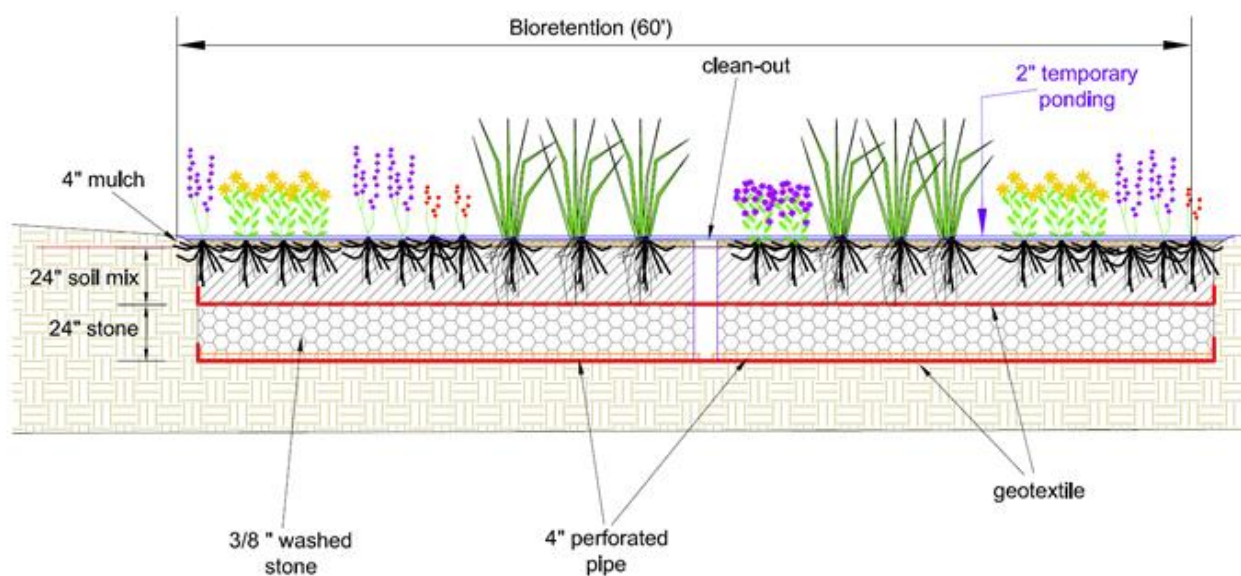


Figura 3.36 – Sezione di un Bioretention [<http://www.wetland.org>]

### 3.5.9 Bacini Di Infiltrazione (Vegetated Infiltration Basin)

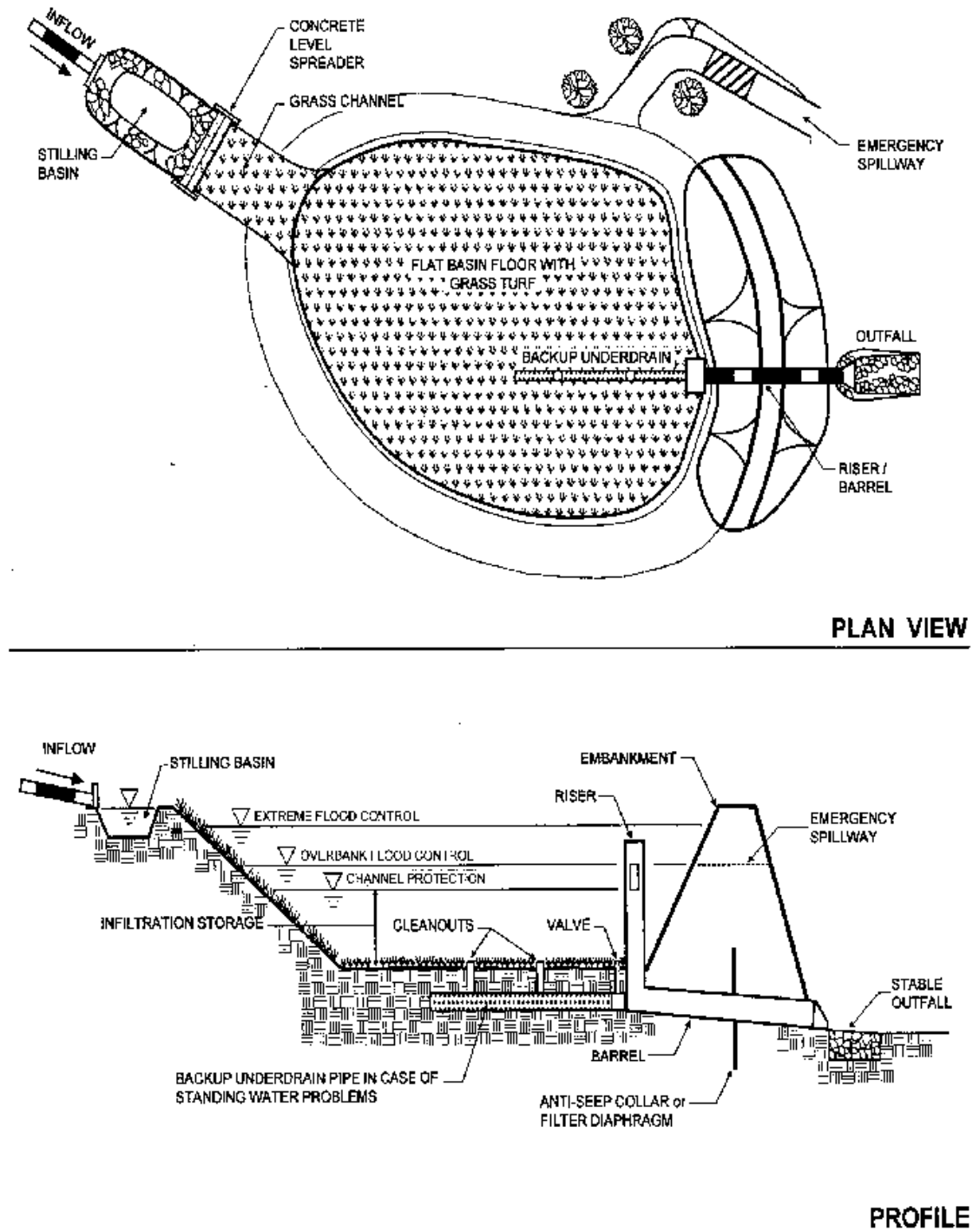


Figura 3.37 – Pianta e sezione di un bacino d'infiltrazione [<http://www.stormwatercenter.net/>]

I bacini di infiltrazione sono invasi artificiali di profondità 0,3-0,6 m che immagazzinano temporaneamente le acque meteoriche (*vedi figura 3.37*). Tali bacini si impiegano per il drenaggio di aree estese fino a 12 ha e possono prevedere inserimento “in linea” o “fuori linea”. Laddove il carico di traffico è elevato e le acque di dilavamento sono cariche di inquinanti, si rende necessario adottare un sistema di pretrattamento con vasca di prima pioggia e impianto separatore di oli. Il bacino può essere ricoperto di. Le piante aiutano il sistema a trattenere gli inquinanti mentre le radici favoriscono la permeabilità del suolo, per cui contribuiscono ad aumentare l'efficienza del bacino stesso.



**Figura 3.38 – Bacino d'infiltrazione realizzato in un parcheggio pubblico**[<http://155.247.107.222/tvssi>]

I bacini di infiltrazione non sono progettati per contenere acqua in maniera stabile. Il loro scopo principale è quello di trasformare un flusso d'acqua da superficiale a sotterraneo e di rimuovere gli inquinanti attraverso i meccanismi legati alla filtrazione, l'adsorbimento e la conversione biologica mentre l'acqua percola attraverso il suolo vegetazione (*figura 3.38*). Normalmente si prevede uno svuotamento completo di questi bacini nell'arco delle 72 ore per prevenire lo sviluppo di zanzare e di odori molesti e nel contempo per preparare il bacino ad accogliere un nuovo volume di acqua. Oltre a rimuovere gli inquinanti tale sistema migliora le condizioni idrologiche del bacino, favorendo i flussi minimi dei corsi d'acqua ed evitando i picchi di piena, inoltre promuove l'innalzamento della falda sotterranea. I bacini di infiltrazione vengono realizzati su terreni a elevata permeabilità, almeno 13 mm/h e sono dimensionati per infiltrare piogge con tempo di ritorno 10 anni entro 48-72 ore. La tabella in basso illustra i risultati di uno studio condotto a Washington e finalizzato alla valutazione dell'efficacia nell'abbattimento degli inquinanti mediante bacini di infiltrazione (Schueler, 1987, FHWA).

Inquinanti	Sedimenti	Fosforo totale	Azoto totale	Metalli pesanti	BOD	Batteri
% di rimozione	75-90	50-70	45-65	85-90	70-80	75-90



### 3.5.10 Gross Pollutant Traps (GPTs)

- Sistemi applicabili su vasta scala (fiumi, quartieri);
- necessitano di una manutenzione frequente (mensile o trimestrale).

GPTs sono un sistema per controllare il propagamento di rifiuti grossolani e di sedimenti dalle zone urbanizzate ai recettori primari come fiumi e mari.

Alcuni servono per raccogliere i rifiuti che si trovano in strada e che fluiscono verso le bocche di lupo, in modo che non finiscano nelle fogne e nei fiumi, inquinandoli di oggetti, ostruendoli e disperdendoli nell'ambiente.

Sono costituiti da: reti che vengono situate nelle bocche di scarico delle tubazioni, negli invasi, negli estuari dei fiumi; oppure da canalette articolate, dove l'acqua convoglia prima di entrare in fogna, in cui rimangono intrappolati i rifiuti ed i fanghi (*vedi figura 3.39*).



Figura 3.39 – Sistema di recupero rifiuti grossolani a protezione dell'immissione nel recettore finale. [<http://www.stormwater.com.au>]

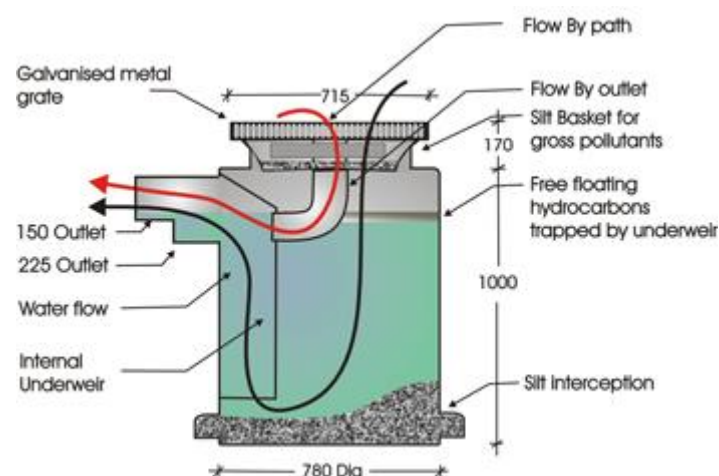
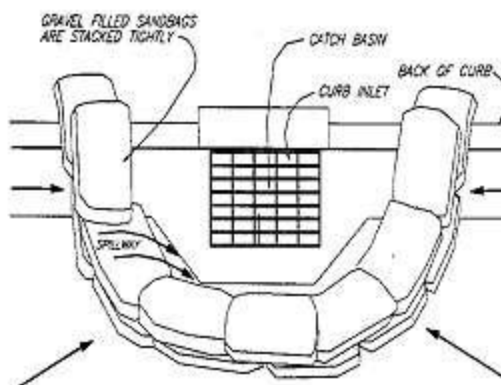


Figura 3.40 – Esempio di dispositivo GPTs applicato ad un tombino stradale [<http://www.industrysearch.com.au>]



Altri GPTs vengono situati lungo i fiumi come i sistemi galleggianti per la raccolta dei rifiuti grossolani o sistemi a sedimentazione per eliminare i fanghi che inquinano ed innalzano il letto di fiumi e mari (vedi figure 3.41 – 3.42).



**Figura 3.41 – Trappola per sedimenti [Low impact development for big box retailers 2005]**



**Figura 3.42 – Barriera filtrante situata in un ricettore finale[<http://www.stormwater.com.au>]**

### 3.6 SISTEMI DI RITENZIONE, FITODEPURAZIONE E LAGUNAGGIO

I sistemi di fitodepurazione prevedono l'impiego di piante acquatiche, le macrofite (*figura 3.43*), per biodepurare le acque di dilavamento raccolte in bacini. Tali sistemi possono essere impiegati sia come trattamenti secondari, sia come trattamenti terziari a valle di impianti di depurazione convenzionali. I meccanismi biologici di rimozione si sviluppano a livello degli apparati radicali e rizomatosi delle piante acquatiche che possono essere emergenti, sommerse o galleggianti. La capacità di assorbimento dei metalli pesanti per diverse tipologie di essenza sono illustrate in *tabella 3.1*.

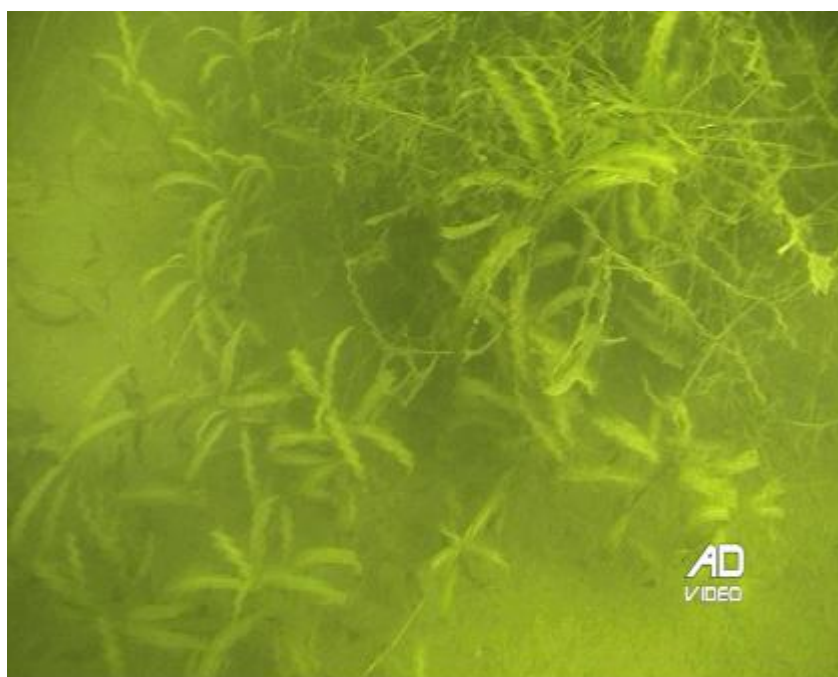
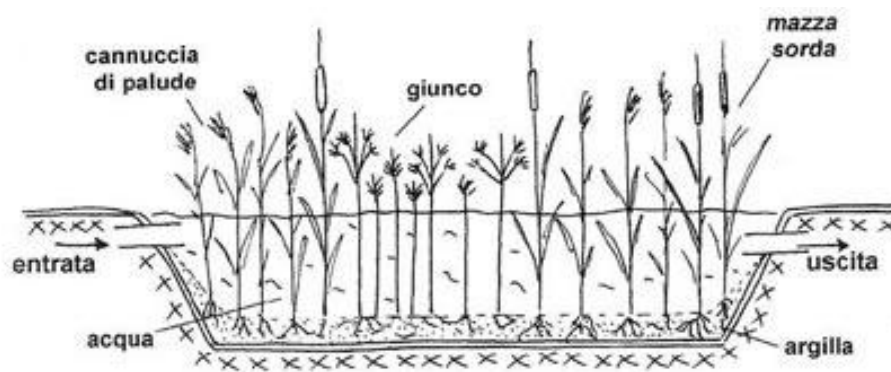


Figura 3.43 – Esempio di macrofite acquatica [<http://www.nuet.org>]

Tipo di essenza	Cd [kg/ha]	Cr [kg/ha]	Cu [kg/ha]	Fe [kg/ha]	Mn [kg/ha]	Ni [kg/ha]	Pb [kg/ha]	Zn [kg/ha]	P [kg/ha]	N [kg/ha]
Typha Agustifolia		0,008	0,008	15,80	11,22	0,027		0,629	90	230
Typha Latifolia		0,01	0,36		13,66			0,8	30	180
Giunchi canne										
Phragmitee comunis	0,003	0,026	0,188	41,2	7,44	0,068		1,658	40	800
Juncus roemerianus									20	1200
Erbe										
Phararis arudinacee							0,25		43	430
Spertina altemiflora				5,8					6	1200
Spertina e Phararis	0,0004						0,0086			
Altre specie										
Iustica americana			0,55	24	2			4,2		
Baticomia pacifica	0,23		1				0,5	0,56		
Elcomia	0,14		13,44	30,2	20,2	0,33	0,44	2,68	297	20
Carex stricta		0,02	0,062	103,4	26,36	0,067		1,714	2	50
Selrpus lacustre		0,023	0,016	26,2	40,32	0,058		1,68	67	160

Tabella 3.1 Capacità assorbente di varie tipologie di piante [(Cera e Di Maggio, 2000)]

La depurazione mediante lagunaggio sfrutta i meccanismi di sedimentazione, filtrazione, assorbimento, degradazione aerobica e anaerobica delle sostanze inquinanti. I bacini sono colonizzati da una grande varietà di organismi viventi: batteri, alghe, zooplancton, piante acquatiche (*vedi figura 3.44*) che garantiscono una buona efficienza depurativa. L'efficienza depurativa di uno stagno biologico è strettamente legata al tempo di permanenza del deflusso nei letti preposti ai trattamenti di lagunaggio.



**Figura 3.44 – Esempio di piante acquatiche in un sistema di lagunaggio** [<http://www.riminiambiente.it>]

I bacini di ritenzione sono strutture progettate per intercettare le acque di prima pioggia, contenerle temporaneamente per poi rilasciarle lentamente al termine dell'evento meteorico. Il principale obiettivo di questi bacini è il controllo quantitativo attraverso la riduzione dei picchi di piena provocati dalle piogge. Possono venire progettati per mantenere all'interno permanentemente un certo volume di acque (bacini umidi) oppure possono essere disegnati in maniera da svuotarsi completamente nel giro di 24 – 48 ore (bacini di laminazione). La capacità di rimozione degli inquinanti normalmente si limita alla rimozione dei solidi sospesi associata alla sedimentazione all'interno del bacino. L'efficienza di rimozione può essere migliorata inserendo uno stagno di sedimentazione primaria all'ingresso del bacino che favorisca l'accumulo dei solidi più grossolani (*vedi figura 3.45*).



**Figura 3.45 – Bacino di ritenzione con stagno in testa** [<http://www.provinz.bz.it>]

### 3.6.1 Stagni (Ponds)

Sono bacini che rimangono sempre pieni di acqua (*vedi figura 3.46*) e che vengono dimensionati e configurati per permettere una significativa rimozione di inquinanti provenienti dalle acque di prima pioggia. La capacità del bacino viene calcolata in funzione della concentrazione di solidi che si vogliono rimuovere e della superficie del bacino di raccolta delle acque.

Si suddividono in :

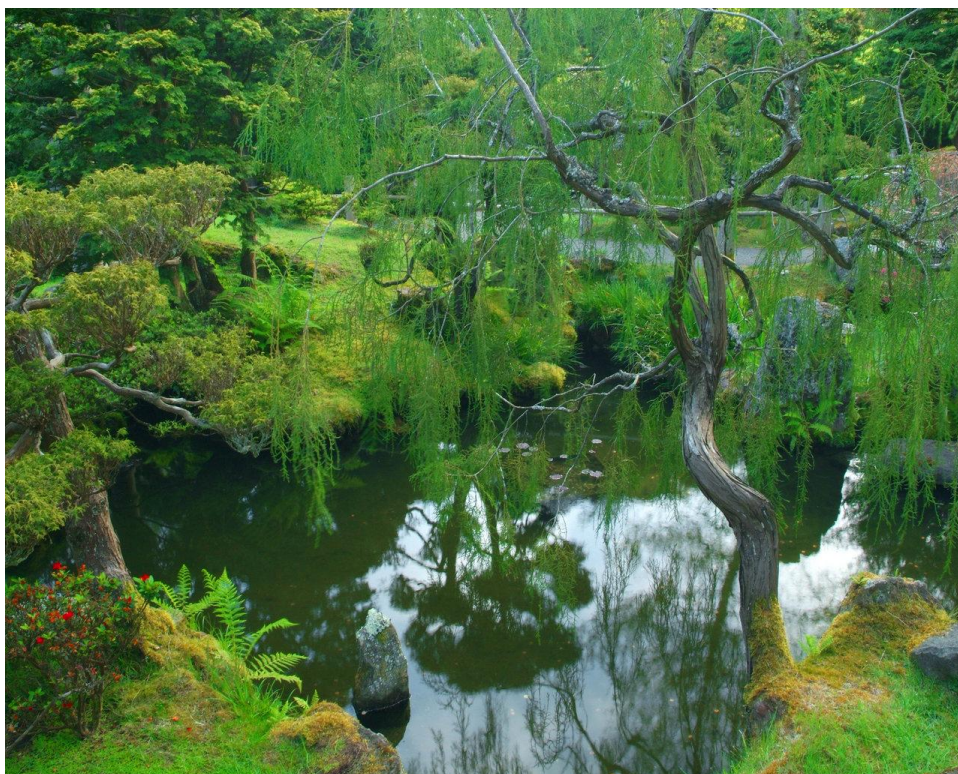
#### ➤ Stagni temporanei (Dry Ponds)

Gli stagni temporanei sono quei bacini che non hanno una vasca per la ritenzione permanente, ma ricevono le acque di pioggia e le trattengono per un breve periodo per poi rilasciarle lentamente. Questi bacini possono avere diverse sistemazioni in quanto non essendo permanenti possono essere inclusi in aree adibite per altre soluzioni quali parcheggi, campi sportivi o spazi aperti, ecc. Questa soluzione ha soprattutto una valenza idraulica, in quanto lo stoccaggio temporaneo delle acque di prima pioggia limita i flussi di piena, d'altra parte questi stagni hanno la tendenza a risospendere i solidi depositatisi all'interno con le piene e quindi non sono la soluzione migliore per quanto riguarda l'abbattimento degli inquinanti. Se si vuole migliorare anche questo aspetto occorre utilizzare soluzioni quali i bacini a ritenzione prolungata.

#### ➤ Stagni permanenti (Wet Pond)

Uno stagno permanente è un sistema per il controllo delle acque di pioggia costituito da un bacino permanentemente allagato soprattutto nei periodo piovosi (*vedi figura 3.47*). Il volume di questo bacino viene dimensionato in base alla capacità di ritenzione dei particolati inquinanti richiesta. Qualora si voglia provvedere ad una rimozione aggiuntiva di sostanze inquinanti, si prevede un'area umida all'interno del bacino stesso. Il controllo dei flussi viene realizzato controllando l'altezza del pelo libero del bacino attraverso particolari apparati di scarico.





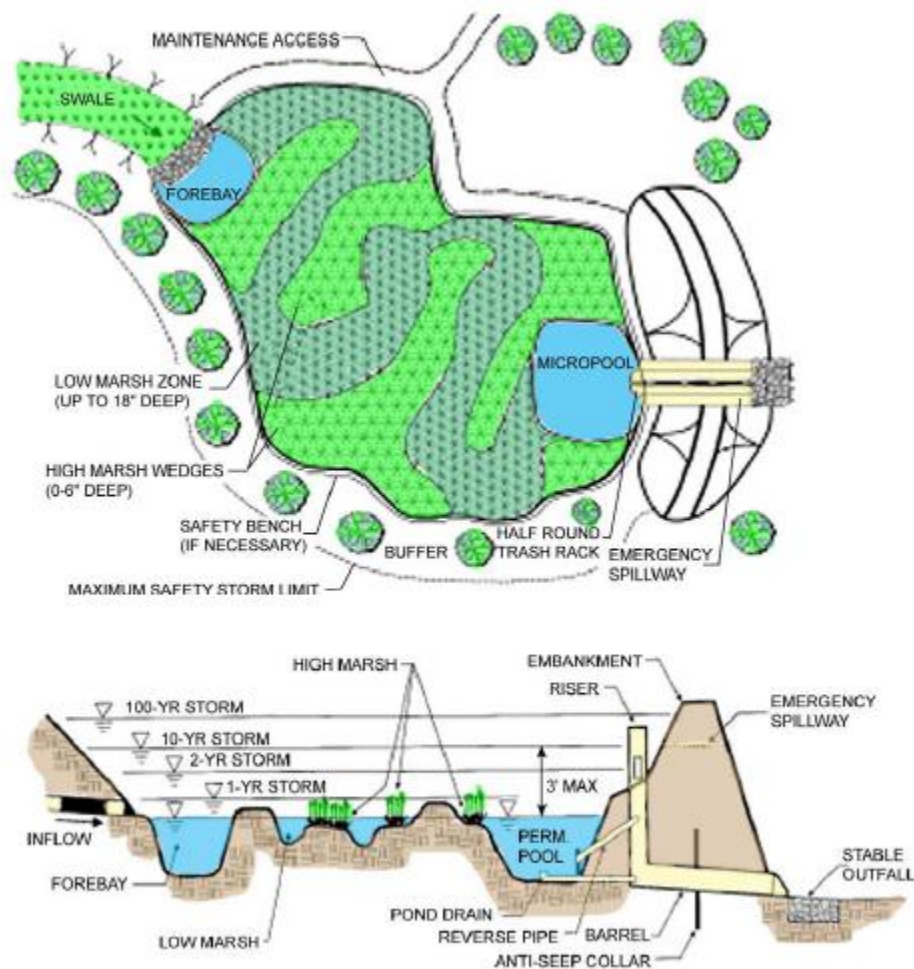
**Figura 3.46 – Stagno permanente con funzione di bacino di laminazione** [<http://www.edenpics.com>]



**Figura 3.47 – Esempio di stagno permanente** [<http://www.cbaf.it>]



### 3.6.2 Sistemi di fitodepurazione estensiva (SFE)



**Figura 3.48 – Esempio di sistema di fitodepurazione estensivo**  
[Context Sensitive Design in Transportation Infrastructures]

I sistemi di fitodepurazione sono semplicemente dei bacini di laminazione che comprendono al loro interno degli stagni e delle aree vegetate in grado di trattare le acque e migliorarne la qualità (vedi figura 3.48). Questi sistemi sono costituiti da bacini di sedimentazione associate a soluzioni per uno adeguato sviluppo della vegetazione all'interno del bacino. Tale sistema di vasche è in grado di rimuovere o trattare grossi volumi di acqua a basso carico inquinante con portate estremamente variabili e discontinue quali le acque di pioggia o di sfioratori, oltre a consentire l'affinamento di acque trattate. La sedimentazione ed un'intensa attività biologica all'interno del bacino sono in grado di rimuovere una considerevole quota di sostanze nutritive.

I SFE possono essere estremamente efficienti nella rimozione dei sedimenti e degli inquinanti ad essi associati (quali metalli pesanti, nutrienti ed idrocarburi), delle sostanze organiche e dei batteri presenti nell'influenza. La parte vegetata è inoltre in grado di provvedere alla rimozione di sostanze solubili e di quelle adsorbite nei sedimenti.

La capacità di rimozione degli inquinanti negli SFE dipende soprattutto dalle caratteristiche fisiche del sistema, quali il rapporto superficie SFE e superficie dell'area scolante, tempo di residenza, portate e velocità di flusso nei vari comparti. Generalmente, maggiore è il tempo di residenza migliore è la capacità di rimozione, bisogna però fare attenzione alle possibili corto-circuitazioni interne al sistema ed all'accumulo di sedimenti. La rimozione degli inquinanti per via biologica è anche influenzata dalla temperatura, per cui si ottengono i migliori risultati di rimozione nei periodi più temperati.

Sebbene tali sistemi siano molto efficienti nella rimozione delle sostanze inquinanti, occorre comunque considerare la possibilità che le sostanze inquinanti possano accumularsi nei sedimenti ed entrare nel ciclo biologico che caratterizza l'area umida. Per tale motivo occorre sempre porre attenzione nella progettazione dei bacini di sedimentazione prevedendo semplici sistemi per la rimozione di tale tipo di sedimenti. Per aumentare ulteriormente il valore estetico dell'intervento è buona cosa circondare l'area con un'area di vegetazione tampone costituita da alberi e siepi (*vedi figura 3.49*). Tale realizzazione servirà inoltre a costituire una distanza di rispetto nei confronti delle possibili aree abitate adiacenti.



**Figura 3.49 – Area tampone intorno alla vasca di fitodepurazione** [<http://www.agricola2000.it>]

Le linee guida per la progettazione degli SFE devono prevedere i seguenti aspetti: dimensione, varietà del letto e delle sponde, tipo di suolo, essenze da impiegare, schemi di trattamento e sistemi di scarico.

Le linee guida americane raccomandano un'area superficiale pari a 1 – 2% del bacino scolante. Per cui è alquanto difficoltoso creare un'area umida per un bacino scolante con

superficie inferiore ai 10 ettari, in quanto la quantità di acqua scolante non sarebbe sufficiente a mantenere le condizioni di saturazione del sistema. L'area dovrà avere un rapporto minimo lunghezza: larghezza di 2:1 preferibilmente 3:1. La distanza tra ingresso ed uscita deve comunque essere massimizzata per accrescere il percorso di trattamento. Il percorso può essere comunque articolato con la costruzione di paratoie ed argini in grado di creare percorsi più tortuosi e diverse profondità. Gli argini dell'area devono essere costruiti in maniera da controllare ed evitare l'erosione, dovranno quindi avere una larghezza di 1 – 3 m con una pendenza di 10:1. Quando l'area lo permette dovrebbe comunque essere sempre preferita la larghezza di 3 metri. È buona norma cercare di creare un bacino che si adatti il più possibile alla morfologia del sedime prescelto, ma occorre comunque tenere in considerazione la possibilità che tale disegno possa favorire la formazione di "aree morte". Generalmente la forma del bacino tende ad essere più sottile nella parte iniziale fino ad allargarsi nella parte finale. Il bacino di sedimentazione posto all'ingresso dell'area umida dovrebbe avere comunque una profondità di 1.2 – 2.5 m, con una buona via di accesso ed un fondo che favorisca la pulizia (bene sarebbe se fosse pavimentato). La scelta dei requisiti delle superfici determina le condizioni di habitat per lo sviluppo delle essenze desiderate, occorrerà favorire un pronto attecchimento della vegetazione e promuovere il più possibile la diversità. Occorrerà prevedere uno stagno finale in grado di ridurre la risospensione dei solidi più fini. I suoli su cui costruire le aree umide devono avere un rateo di infiltrazione molto basso in maniera da favorire il mantenimento di condizioni sature e uno stagno continuamente allagato. Se disponibile, sarebbe opportuno utilizzare sul terreno uno strato di materiale paludoso che oltre ad avere delle ottime caratteristiche di impermeabilità contiene un elevato numero di semi e stoloni di piante igrofile. attecchimento della vegetazione e promuovere il più possibile la diversità. Occorrerà prevedere uno stagno finale in grado di ridurre la risospensione dei solidi più fini.

Come detto precedentemente l'area può essere vegetata posando terreno paludoso sulla superficie del bacino. Tale materiale essendo ricco di semi e stoloni permette l'attecchimento di varie specie vegetali tutte adattate. In alcune situazioni può però essere necessario provvedere alla diretta piantumazione della vegetazione. Tale operazione può essere fatta prelevando le piantine da un'area naturale oppure acquistando le stesse presso vivai specializzati. È comunque importante che la scelta e la messa a dimora delle piante sia a cura di personale specializzato. Le piante (*vedi figura 3.50*) devono essere impiantate con una distanza massima tra loro di un metro. Se dopo un anno di sviluppo



l'area coperta dalla vegetazione non copre il 70% occorrerà provvedere ad un ulteriore intervento di piantumazione.



Figura 3.50 – Esempio di vasca per fitodepurazione con piantagione corretta [<http://www.carradepurazioni.com>]

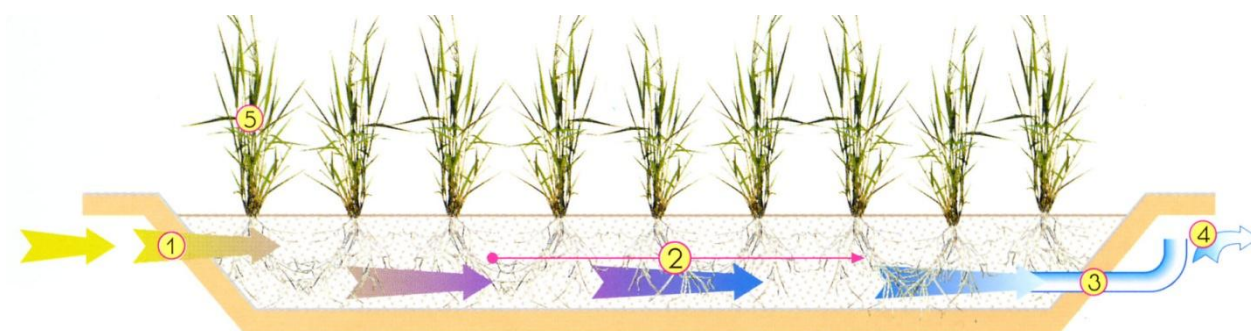
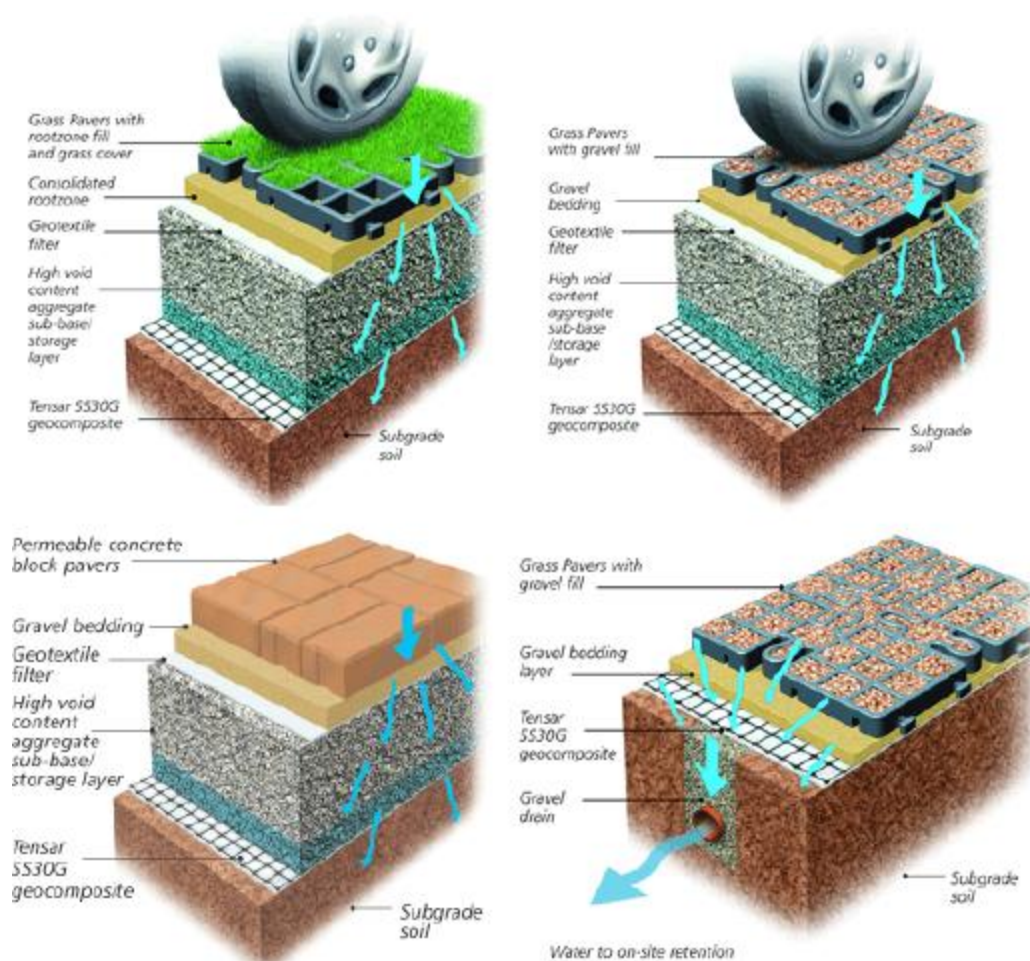


Figura 3.51 – Schema di fitodepurazione orizzontale [<http://www.comune.spinea.ve.it>]

### 3.7 PAVIMENTAZIONI DRENANTI (POROUS PAVEMENTS)

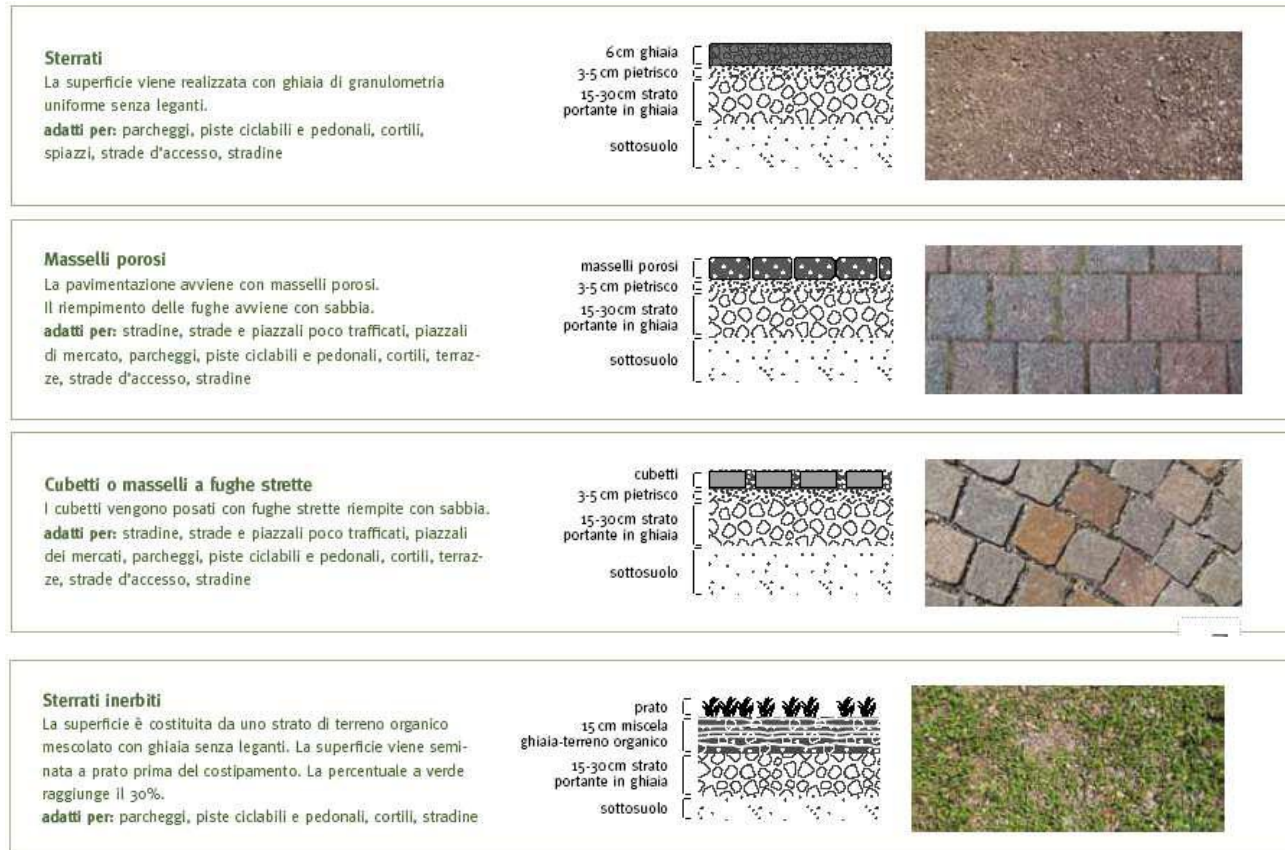


#### 3.52 – Vari esempi di pavimentazioni drenanti [Context Sensitive Design in Transportation Infrastructures]

Le pavimentazioni drenanti (figura 3.52) sono una valida alternativa ai convenzionali lastricati di marciapiedi o zone pedonali che si propone di ridurre la diffusione di porzioni impermeabili e conseguentemente di minimizzare il deflusso superficiale. Evitano in questo modo che il deflusso superficiale si riversi all'interno del sistema di raccolta, lasciando che penetri nel sottosuolo. Lo strato superficiale della pavimentazione è infatti realizzato utilizzando elementi prefabbricati di forma alveolare, in materiale lapideo o sintetico. L'efficacia di una pavimentazione permeabile dipende, oltre che dalla corretta esecuzione e manutenzione dello strato più superficiale, anche dalla tipologia degli strati sottostanti posti fra quello più superficiale e il terreno di base. A sua volta tale tipologia dipende dalla natura del sottosuolo: qualora questo possieda già buone caratteristiche drenanti, gli strati superiori hanno solo la funzione di vettori delle portate infiltrate e di eventuale filtro nei confronti degli inquinanti da esse veicolate. Quando non sussistano invece le garanzie di permeabilità del sottosuolo, l'intera pavimentazione assume un ruolo



di accumulo, anche se temporaneo, delle acque infiltrate, che vengono gradualmente restituite al sistema drenante (Veltri, Viviani, 1997). Non è rara l'applicazione di conglomerati bituminosi drenanti ad elevata porosità e con spessori dell'ordine dei 6-8 cm.



**Figura 3.53 – Tipologie pavimentazioni porose [Pennsylvania Stormwater Management Handbook]**

### 3.7.1 Pavimentazioni Permeabili (Pervious Pavement)

Pavimentazioni permeabili costituite da asfalto mescolato con componenti fini in modo da creare piccoli pori attraverso cui passa l'acqua, risulta così una superficie più ruvida detta "popcorn mix"; esse devono garantire un'infiltrazione di 10 mm di acque di pioggia. Poiché lo strato più superficiale della pavimentazione tende ad occludersi occorre eseguire una periodica pulizia con macchine pulitrici a getti di pressione.

La grande presenza di pori permette all'acqua di filtrare attraverso la superficie ed essere assorbita dal terreno, in questo modo la pavimentazione ha meno possibilità di rompersi col ghiaccio.

Per la realizzazione dei marciapiedi, strade ciclabili o piazzali dei mercati in zone urbane dove la permeabilità del terreno è scarsa, si possono utilizzare cementi porosi o strati di ghiaie dalle più grosse alle più fini in modo da assicurare l'infiltrazione delle piogge nel sottosuolo (figura 3.54).

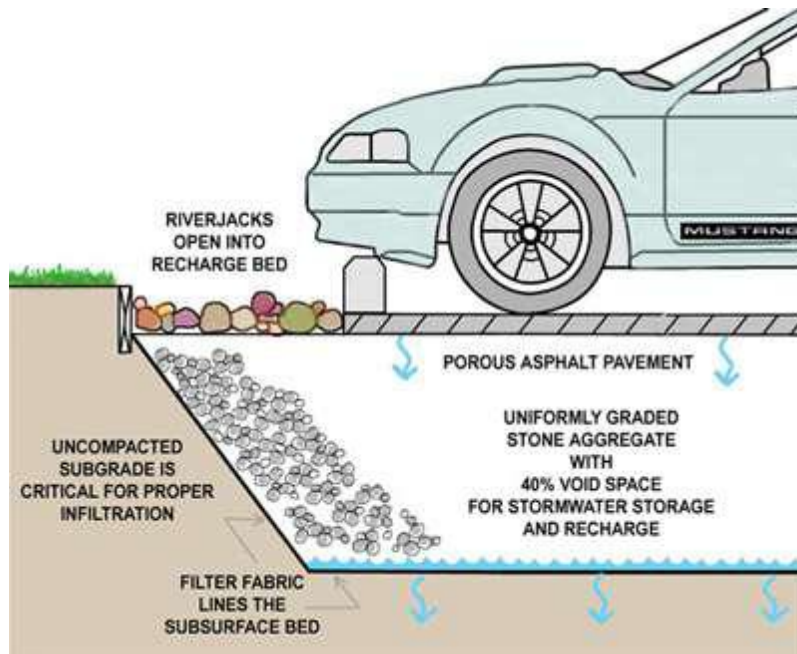


Figura 3.54 – Confronto tra asfalto classico e asfalto drenante [<http://www.conglomeraticld.com>]

L'obiettivo di garantire la permeabilità necessaria alla pavimentazione si ottiene grazie alla realizzazione di due strati di ghiaia o pietrisco di pezzatura non superiore ai 4 cm e spessi almeno 10 cm. Lo strato di sabbia di almeno 10 cm al di sotto della ghiaia è necessario per filtrare le acque dagli inquinanti. Si crea così una "struttura serbatoio" che oltre ad

aiutare l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo ha anche capacità di accumulo e laminazione (vedi figura 3.55).

Nel caso in cui ci siano grossi problemi di occlusione dei pori della pavimentazione, si possono realizzare due sistemi ad infiltrazione intervallati da un sistema di drenaggio e sedimentazione attraverso cui le acque sono obbligate a passare.



**Figura 3.55 – Funzionamento di un parcheggio con pavimentazione porosa [Pennsylvania Stormwater Management Manual]**



**Figura 3.56 – Particolare 3D di una pavimentazione porosa [<http://www.technopor.com>]**



### 3.7.2 Infiltration Planters

Sono vasche in cui crescono piante che sopportano l'immersione ed aiutano a filtrare l'acqua e ad infiltrarsi nel terreno lentamente. La vasca viene riempita di terreno poco permeabile, durante la pioggia la vasca si riempie d'acqua; funziona come le flow-through planters ma con il fondo aperto e senza il recupero dell'acqua filtrata (*figure 3.57-3.58*).



Figura 3.57 – Infiltration planters all'interno di un parcheggio pubblico [<http://olsonplanning.com>]



Figura 3.58 - - Infiltration planters negli scoli delle vie pubbliche [<http://architecturelab.net>]



### **3.8 RISTAGNO DELLE ACQUE E LOTTA ALLE ZANZARE**

L'acqua che deriva dalle piogge e dagli apporti di falda si accumula sulla superficie, nelle depressioni, nel sottosuolo e nel sistema di deflusso urbano.

Ad eccezione delle situazioni dove il ristagno è ricercato come per le colture idrofite, gli impianti di fitodepurazione, le aree umide ed i dispositivi a sifone dove il ristagno dell'acqua funge da tappo idraulico per i cattivi odori, il ristagno prolungato delle acque viene considerato un fenomeno negativo.

Il ristagno delle acque per le piante non igrofite e soprattutto per le piante in piena attività vegetativa, può causare la morte per asfissia radicale impedendo l'apporto di ossigeno e causando la decomposizione delle radici, predisponendo le piante ad attacchi parassitari e rendendo impraticabile il terreno per l'accesso di mezzi e persone.

Il ristagno delle acque sui terreni si verifica quando la velocità d'infiltrazione nel terreno è inferiore rispetto all'intensità di pioggia o alla portata dell'acqua tracimata.

La pendenza del terreno non è tale da smaltire l'acqua per deflusso e la permeabilità non è sufficiente per permetterne l'infiltrazione. Se il ristagno dura poche ore non costituisce un problema, se invece si prolunga per giorni e si ripete con frequenza può causare l'insorgere di molteplici problematiche.

Per evitare il ristagno delle acque sui terreni si predispongono scoline nei terreni argillosi o si costruiscono reti sotterranee di condotte per favorire il deflusso.

Nelle opere di ingegneria civile occorre drenare le acque d'infiltrazione per evitare che vengano danneggiate le loro fondamenta a causa delle sovrappressioni idrostatiche.

I sistemi di deflusso urbano invece si occupano di allontanare le acque derivanti dalle piogge e dai servizi delle abitazioni dai centri abitati, controllare l'insorgere di odori sgradevoli ed il profilare di batteri, insetti o animali che possono trasmettere malattie.

### 3.8.1 La Zanzara Tigre

In Europa nell'ultimo ventennio oltre alla zanzara comune *Culex Spp* si è diffusa una specie particolarmente infestante *Aedes Albopictus* detta zanzara tigre, di colore nero con striature bianche da cui il nome "tigre". Questa specie è originaria del Sud-Est asiatico ed è arrivata in Italia probabilmente a causa del commercio internazionale di pneumatici, infatti la "tigre" predilige deporre uova nei copertoni accatastati all'aperto a causa del colore scuro e della forma che produce ristagno d'acqua. Dopodiché si è grandemente diffusa in gran parte del territorio nazionale grazie alla sua adattabilità biologica ed alla capacità di superare la stagione invernale producendo uova diapausanti.

La zanzara tigre depone le uova specialmente nei contenitori artificiali dove ristagna acqua come i pozzetti di raccolta delle acque piovane, bidoni, nel fogliame macerato, nei sottovasi dei fiori, in qualsiasi contenitore abbandonato che possa raccogliere acqua anche in piccola quantità. Le uova vengono deposte dalle femmine sulla parete del contenitore, subito sopra la superficie dell'acqua e si schiudono circa in una settimana sempre in presenza di acqua. In mancanza d'acqua le uova possono rimanere vitali per parecchi mesi. Nel giro di quattro giorni dalla nascita maschi e femmine sono in grado di accoppiarsi dopodiché la femmina effettua il suo primo pasto di sangue, necessario per maturare le uova, mentre il maschio esaurita la propria funzione riproduttiva sopravvivrà solo pochi giorni. In piena estate il pieno ciclo di sviluppo può compiersi in una settimana. Si stima che la femmina possa vivere da 2 a 3 settimane. La zanzara tigre supera la stagione invernale allo stadio di uova. Queste sono dotate di un orologio biologico, regolato sul numero di ore di luce e sulla temperatura che impedisce la schiusa in inverno. Le uova rimaste vitali si possono schiudere a partire da fine aprile, se le condizioni climatiche sono favorevoli (temperature non al di sotto dei 10 gradi C. e circa 13 ore di luce).

La rapida diffusione desta notevoli preoccupazioni in campo sanitario in quanto la specie potrebbe inserirsi nel ciclo di trasmissione di diversi virus.

Uno dei punti fondamentali dell'ordinanza regionale riguarda la gestione delle acque meteoriche raccolte all'interno dei tombini e delle caditoie, habitat ideale della zanzara tigre.

### 3.8.2 Manufatti e BMP per la lotta alla zanzara

Le caditoie raccolgono l'acqua pluviale caduta sulle superfici stradali e la scaricano in fogna; nella progettazione delle caditoie bisogna innanzitutto decidere se munirle o meno di chiusura idraulica.

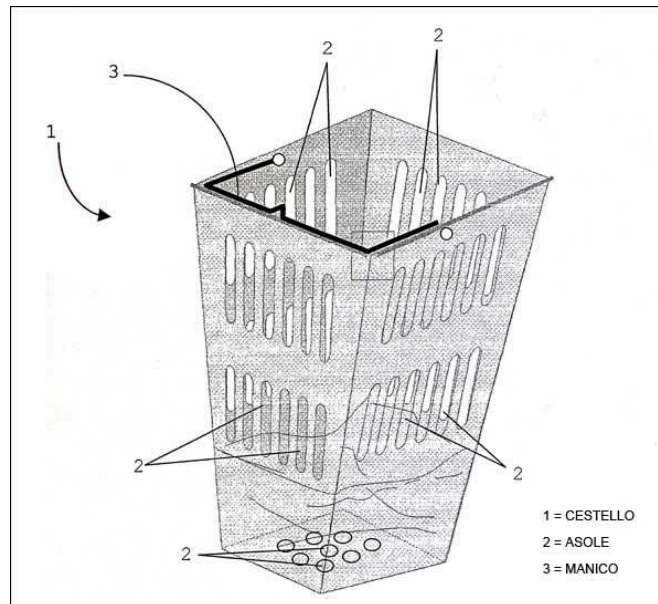
Le caditoie munite di chiusura idraulica o sifone hanno il vantaggio di impedire la fuoriuscita dei cattivi odori, ma attraverso di esse non avviene la ventilazione delle fogne. Inoltre favoriscono la sedimentazione delle sostanze sospese sedimentabili e impediscono l'accesso in fogna di gran parte di quelle galleggianti. Con il tempo tendono a ostruirsi e necessitano di periodiche pulizie.



**Figura 3.59 – Caditoia senza chiusura idraulica** [<http://www.zanzaratigreonline.it>]

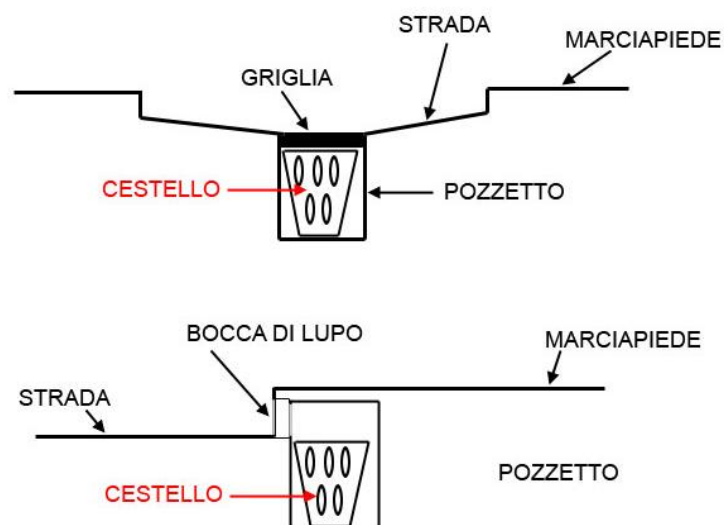
Nei paesi con clima mediterraneo, con pochi giorni piovosi e lunghe siccità estive, l'acqua che dovrebbe assicurare la chiusura idraulica evapora e il dispositivo perde di funzionalità. Rimane soltanto il fastidio di dover eseguire le periodiche pulizie. Quando queste non vengono eseguite come spesso accade, la caditoia s'interra, assicurando così una efficace chiusura solida, ma, ovviamente, non funziona più da caditoia.

Le caditoie prive di chiusura idraulica non presentano questi inconvenienti e richiedono poca manutenzione (soltanto la pulizia della bocca d'accesso, se necessario). Per facilitare la pulizia delle caditoie si possono disporre all'interno di esse delle griglie a cestello, trattandosi di caditoie senza chiusura idraulica, lo scopo della griglia è prevalentemente quello di impedire l'ingresso in fogna di sostanze grossolane, che si preferisce smaltire come rifiuti solidi, evitando che con le piogge vengano scaricate nei corsi d'acqua attraverso gli scolmatori di piena.



**Figura 3.60 – Particolare del cestello per caditoie senza chiusura idraulica** [<http://www.brevetticorporation.it>]

Nel caso in cui si decidano di utilizzare le caditoie stradali senza chiusura idraulica si potrebbe disporre un sifone ispezionabile vicino all'allaccio con la fognatura pubblica principale.



**Figura 3.61 – Esempio del posizionamento del cestello** [<http://www.brevetticorporation.it>]



## **4 MODELLAZIONE MATEMATICA CON SWMM5.0**

### **4.1 GENERALITA'**

Numerosi motivi hanno negli ultimi anni sollecitato a superare il semplice approccio progettuale spingendo verso un approccio più generale mirante al controllo dei deflussi urbani e conseguentemente verso lo sviluppo dei modelli matematici interpretativi dei fenomeni quantitativi e qualitativi connessi al drenaggio urbano. Tali modelli sono costituiti da un insieme di procedure volte principalmente alla valutazione dell'andamento nel tempo delle portate, dei tiranti idrici e degli inquinanti nei canali e nelle strutture accessorie costituenti la rete fognaria in conseguenza di eventi di pioggia dei quali sia nota la distribuzione spaziale e temporale. Certamente il principale di questi motivi è la tendenza all'agglomerazione urbana [Paoletti, 1986], che costituisce la causa prevalente del manifestarsi di crisi idrauliche dei sistemi fognari e dei loro ricettori sempre più frequenti, sempre più gravi e sempre meno inquadrabili nelle semplici teorie poste a base dei metodi di progetto. Un secondo importante motivo, legato alla recente maggiore sensibilità nei confronti dei problemi di carattere ambientale, è costituito dal crescente inquinamento delle acque meteoriche urbane e alla conseguente necessità di gestire oculatamente gli scaricatori di piena, i bacini di laminazione nonché gli stessi impianti di depurazione. Altri motivi sono legati ai progressi scientifici compiuti nella interpretazione dei processi idrologici di formazione delle piene, agli sviluppi dei metodi numerici per lo studio delle correnti a superficie libera e alla crescente diffusione e disponibilità di strumenti per il calcolo automatico. Nel corso degli ultimi decenni numerosissimi modelli di drenaggio urbano sono stati sviluppati, via via perfezionati, resi più completi, e applicati con successo ai problemi di pianificazione, progettazione, gestione e ripristino dei sistemi di drenaggio. In particolare adatti modelli matematici di drenaggio urbano possono consentire di perseguire i seguenti obiettivi:

- determinazione delle effettive distribuzioni di probabilità delle portate al colmo e dei volumi di piena delle varie sezioni d'interesse;
- determinazione dell'impatto conseguente all'esercizio degli scaricatori di piena in termini di frequenza degli scarichi, dei volumi e degli inquinanti scaricati;
- determinazione delle prestazioni ottenibili con i bacini di laminazione in termini di quantità e qualità;

- simulazione dei fenomeni di piena connessi a eventi di tempo di ritorno maggiori di quelli compatibili con le canalizzazioni e conseguente studio delle alternative di controllo delle piene eccezionali;
- gestione in tempo reale delle reti di fognatura e degli impianti di depurazione al fine di ottimizzare le capacità d'invaso delle reti e diminuire l'impatto quali - quantitativo sui ricettori;
- gestione ottimale degli impianti di sollevamento e conseguenti risparmi energetici.

Naturalmente ai vantaggi che possono essere conseguiti tramite l'uso di modelli matematici corrispondono maggiori oneri derivanti sia dal maggiore carico della fase computazionale, sia dalla necessità di dovere disporre di una notevole mole di dati riguardanti le piogge in ingresso e la descrizione delle caratteristiche fisiche e idrauliche del bacino e delle reti di drenaggio.

## 4.2 CLASSIFICAZIONE DEI MODELLI DI DRENAGGIO URBANO

Numerose classificazioni possono essere adottate per i modelli di drenaggio urbano[yen, 1986] a seconda delle caratteristiche principali dei modelli che si vogliono mettere in evidenza e in funzione dello scopo della simulazione. Di seguito si riportano alcune possibili classificazioni

### ➤ Modelli Di Pianificazione

I modelli di pianificazione si adottano nell'ambito delle attività di progettazione urbanistica e di controllo dello sviluppo dell'urbanizzazione. Essi si applicano, con orizzonti temporali di lungo periodo, a territori di notevole ampiezza al fine di definire le scelte più generali per il controllo delle piene, per il controllo degli inquinanti e per la gestione idraulica ottimale del territorio su larga scala.

### ➤ Modelli Di Progettazione

I modelli di progetto si utilizzano per la determinazione del tracciato, delle pendenze, del tipo di sezione e delle dimensioni delle canalizzazioni di una rete di drenaggio non ancora realizzata o per l'ampliamento di una rete esistente.

### ➤ Modelli Di Simulazione

I modelli di simulazione si utilizzano per riprodurre con elevato dettaglio le condizioni di deflusso in reti fognarie già progettate o esistenti e pertanto con caratteristiche geometriche e idrauliche dei canali note. La distinzione fra i modelli di progetto e i modelli di simulazione non è sempre netta e talvolta è legata solamente alle modalità di utilizzazione del modello, potendo un modello di simulazione essere utilizzato come modello di progetto (non viceversa).

### ➤ Modelli Globali

Nei modelli globali il bacino è considerato nel suo insieme. La piena nella sezione di chiusura del bacino viene calcolata sulla base di una precipitazione di cui non si considera la variabilità spaziale e tramite un unico operatore rappresentativo del comportamento medio spaziale del bacino, non essendo presa in conto la variabilità spaziale delle diverse caratteristiche topografiche, idrauliche e riguardanti la natura e l'uso del suolo del bacino stesso. Il progetto e/o la verifica delle diverse sezioni della rete vengono quindi effettuati considerando di volta in volta il bacino totale sotteso dalla sezione di interesse.

➤ Modelli Probabilistici

Nei modelli di tipo probabilistico tutte le variabili vengono considerate come variabili casuali con assegnate leggi di distribuzione della probabilità. Ne consegue che, in questi modelli, a ingressi uguali possono corrispondere risposte diverse.

➤ Modelli Stazionari

I modelli sono detti stazionari quando a ingressi identici e sfasati nel tempo corrisponde con analogo sfasamento identiche uscite. La risposta fornita dai modelli stazionari risulta essere quindi indipendente dall'istante in cui si verifica l'ingresso.

➤ Modelli Di Piena

Nei modelli di piena del settore del drenaggio urbano la simulazione riguarda essenzialmente, le perdite idrologiche, i fenomeni dello scorrimento, della concentrazione e della modulazione nel tempo dei soli deflussi superficiali. Nei modelli per il singolo evento la simulazione riguarda un periodo di tempo relativo ad un singolo evento meteorico. In genere il periodo simulato è dell'ordine delle ore e la simulazione viene svolta utilizzando passi temporali dell'ordine del minuto. Le condizioni iniziali del bacino devono essere arbitrariamente prescelte dall'operatore per lo svolgimento della simulazione.

➤ Modelli Per La Simulazione Continua

Nei modelli a simulazione continua la simulazione riguarda un periodo molto ampio comprendente numerosi eventi meteorici intervallati da periodi di tempo asciutto. In relazione alla durata considerevole del periodo (dell'ordine del mese o dell'anno) la simulazione viene svolta con passo temporale dell'ordine dell'ora. In tali modelli devono essere previsti specifici operatori in grado di simulare in maniera adeguata i fenomeni idrologici che si verificano durante i periodi di tempo asciutto e in particolare di valutare il recupero della capacità d'infiltrazione nelle parti permeabili del bacino e lo svuotamento delle depressioni superficiali per post-infiltrazione e per evaporazione sia delle aree permeabili sia di quelle impermeabili. Le condizioni dello stato del bacino all'inizio della simulazione, prescelte arbitrariamente, influenzano in maniera significativa solo le simulazioni relative ai primi eventi meteorici, risultando praticamente determinate dallo stesso modello le condizioni iniziali dei successivi eventi.



#### **4.2.1 Modelli fisicamente basati**

Nei modelli fisicamente basati vengono studiati, talvolta anche con molto dettaglio, i diversi fenomeni fisici, tenendo conto della loro variabilità spazio-temporale. Spesso tali modelli nel campo dei deflussi urbani sono basati sia sulla legge di conservazione della massa sia sulla legge di conservazione della quantità di moto. La delimitazione fra modelli concettuali e modelli fisicamente basati, che è netta dal punto di vista teorico, risulta però, dal punto di vista operativo, non sempre evidente quando si adottino gravose semplificazioni per i modelli fisicamente basati o si dettagliino oltremodo quelli concettuali.

#### **4.2.2 Modelli distribuiti**

Nei modelli distribuiti viene presa in considerazione la variabilità spaziale sia della precipitazione in ingresso al sistema sia delle portate nonché delle diverse caratteristiche del bacino. Tutte le grandezze vengono considerate funzioni del tempo e dello spazio. Nei diversi sottobacini le grandezze possono poi essere considerate globali (modelli "localmente globali") o distribuite (modelli "localmente distribuiti"). Nei modelli distribuiti localmente globali, certamente i più diffusi, viene dapprima calcolato con approccio globale l'idrogramma di piena di ciascun sottobacino. Successivamente, procedendo da monte verso valle, per ciascun canale si simula la propagazione della piena risultante dalla somma degli idrogrammi provenienti dai canali di monte con l'idrogramma del sottobacino diretto. Notevole importanza ha il grado di suddivisione dei sottobacini e il dettaglio con il quale si procede alla simulazione. Ad esempio uno stesso modello può essere ritenuto distribuito se la descrizione della topografia del bacino è molto dettagliata, concettuale se la descrizione del bacino è più grossolana e addirittura globale se non si procede ad alcuna suddivisione del bacino.

### 4.3 IL MODELLO SWMM5.0

Il sempre maggiore impatto delle attività umane sull'ambiente urbano e in particolare sulla idrologia urbana ha spinto, fin dagli anni '70, alla realizzazione di numerosi modelli per lo studio dei deflussi urbani. Questi modelli hanno in genere solide basi scientifiche fondate su una più completa e approfondita conoscenza, acquisita in questi ultimi due decenni dei diversi processi fisici del ciclo idrologico nei bacini urbani, e hanno avuto una certa diffusione favorita dalla disponibilità e dall' aumentata potenza di strumenti di calcolo elettronico. I modelli più noti presentano un diverso grado di dettaglio a seconda dei processi idrologici esaminati e del tipo di approccio utilizzato, ma sono in genere del tipo "distribuito" (*capitolo 4.2.1*) e "fisicamente basato" (*capitolo 4.2.2*). Le basi fisiche dovrebbero consentire, in teoria, l'assenza nei modelli di parametri di taratura atti a consentire di adattare i modelli a possibili diverse situazioni. Tuttavia, poiché è impossibile simulare in dettaglio tutti i processi idraulici e idrologici che si sviluppano in un bacino urbano durante gli eventi di pioggia, alcune strutture dei modelli possono essere talvolta di tipo concettuale, atte a consentire una utile rappresentazione complessiva dei processi, ma richiedenti di fatto qualche parametro di taratura. Nella modellazione delle rete fognaria del quartiere Fossolo di Bologna e della zona Marca di Rimini si è utilizzato il software SWMM.

Il modello SWMM (Storm Water Management Model) è un modello completo di simulazione idrologica e di qualità delle acque di bacini urbani. Il modello viene distribuito gratuitamente dall'U.S. EPA e consente di sviluppare applicazioni riguardanti le acque di prima pioggia e di dilavamento urbano e la gestione idraulica dei sistemi di drenaggio al fine della laminazione delle piene. Il codice di calcolo è in grado di simulare sia gli aspetti idraulici, sia di qualità delle acque delle reti di drenaggio.

Il modello SWMM è stato creato inizialmente da Metcalf e Eddy nel 1971 ed è stato migliorato più volte nel corso degli anni e tutt'oggi viene costantemente aggiornato ed arricchito in nuove versioni. Nelle simulazioni è stata utilizzata la versione SWMM 5.0 prodotto da Water Supply and Water Resources Division of the U.S. Environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory, con l'assistenza della società di consulenza CDM, Inc.

Si può utilizzare il modello afflussi-deflussi SWMM sia in fase di progettazione sia nel caso di verifica. SWMM si applica per simulare un evento singolo, ma anche per fare delle simulazioni continue con ietogrammi storici e/o sintetici. Nel modello viene considerata una variazione spaziale della pioggia, la ritenzione superficiale viene sottratta tutta alla

parte iniziale del pluviogramma, le superfici contribuenti sono permeabili e impermeabili, lo scorrimento superficiale è calcolato tramite l'equazione di continuità e l'equazione di Manning e l'infiltrazione è valutata secondo il metodo di Green e Ampt o con la legge di Horton.

Altra caratteristica importante è che il codice di calcolo SWMM è in grado di simulare la propagazione di piena con il metodo dell'onda cinematica (Kinematic Wave), ma anche con le equazioni di De Saint Venant (Dynamic Wave). Il moto in pressione è ammesso grazie allo stratagemma della fessura di Preissman e nei nodi è considerato il volume dei pozzetti in congruenza con i livelli idrici

Il programma opera in ambiente Windows e il suo funzionamento risulta semplice e intuitivo. Per ogni simulazione i risultati possono essere visualizzati con tabelle, grafici, profili longitudinali e direttamente sulla planimetria della rete mediante l'utilizzo di una diversa colorazione dei vari collettori, aspetto quest'ultimo che si è mostrato alquanto pratico soprattutto per la possibilità di visualizzare a colpo d'occhio certi parametri come, ad esempio, il grado di riempimento dei condotti.

Gli aspetti grafici sono stati integrati nel corso degli ultimi anni per cercare di migliorare l'interfaccia grafica che originariamente non era molto sviluppata.

Esiste la possibilità anche di inserire o di modificare dati dal file editor che è il file di lettura del programma in formato txt.

Il modello ha una struttura a "blocchi" o moduli. I principali sono:

- **"rain block"**: per l'inserimento e la gestione dei dati pluviometrici;
- **"runoff block"**: per la generazione del deflusso superficiale sul bacino a partire dalla pioggia;
- **"transport block"**: per la propagazione all'interno dei condotti fognari delle acque sia nere che bianche in ingresso dalle caditoie.

#### 4.3.1 Deflusso superficiale (runoff block)

Questo modulo serve per simulare il deflusso sulla superficie del bacino sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo.

Il programma ha come input i dati pluviometrici dai quali, calcolando le perdite idrologiche, determina l'input per la rete fognaria.

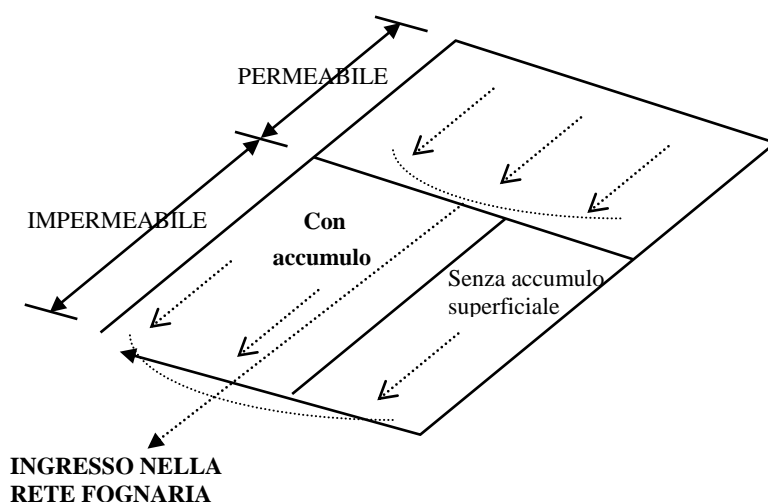


Fig.4.1 - Schematizzazione delle aree superficiali nel modello SWMM [EPA SWMM Help]

Nel modello SWMM ogni sottobacino viene schematizzato utilizzando tre sottoaree (diventerebbero quattro se si considerasse anche la neve) con cui si rappresentano le diverse proprietà delle superfici (*vedi figura 4.1*). La pendenza di questa superficie ideale viene assunta nella direzione perpendicolare alla larghezza. Da ogni sottoarea il deflusso passa direttamente nella rete fognaria senza che vi siano passaggi da una superficie all'altra (ad esempio non è quindi possibile avere il deflusso dai tetti su altre superfici). Il deflusso superficiale si propaga indipendentemente per ogni sottoarea e viene generato a partire dalla pioggia mediante uno schema a serbatoi non lineari.

Con tale schematizzazione si ha un sistema tra l'equazione di continuità e l'equazione del moto, rappresentata dall'equazione di Manning. Lo schema a cui viene fatto riferimento per il calcolo è quello di *figura 4.2*.



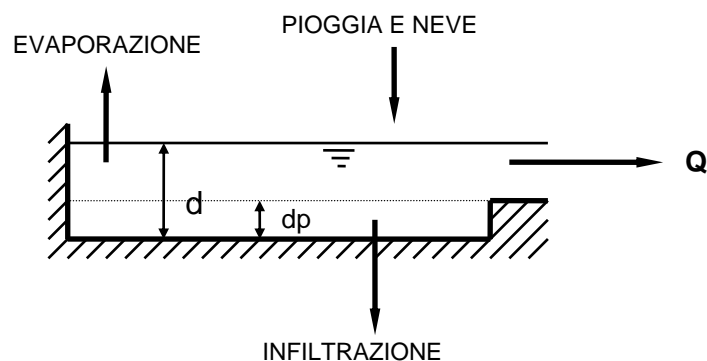


Fig.4.2 - Schema del serbatoio non lineare adottato nel modello.

L'equazione di continuità viene scritta per ogni sottoarea nel seguente modo:

$$\frac{dV}{dT} = A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot i_* - Q$$

dove:

- $V$  = volume d'acqua presente nella sottoarea [ $m^3$ ];
- $d$  = altezza d'acqua [m];
- $t$  = tempo [s];
- $A$  = superficie della sottoarea [ $m^2$ ];
- $i_*$  = intensità di pioggia netta (pioggia caduta meno l'evaporazione e l'infiltrazione) [m/s];
- $Q$  = portata in uscita dalla sottoarea [ $m^3/s$ ].

La portata in uscita viene calcolata con l'equazione di Manning:

$$Q = L \cdot \frac{1}{n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

dove:

- $L$  = larghezza della sottoarea [m];
- $n$  = coefficiente di scabrezza di Manning [ $s/m^{1/3}$ ];
- $d_p$  = accumulo nelle depressioni superficiali [m];
- $s$  = pendenza del sottobacino versante [m/m].

L'equazione di continuità e l'equazione del moto possono essere combinate in una equazione differenziale non lineare che può essere risolta nell'incognita d altezza d'acqua presente sul bacino. L'equazione del serbatoio non lineare è quindi:

$$\frac{dd}{dt} = i_* - \frac{L}{A \cdot n} \cdot (d - d_p)^{5/3} \cdot \sqrt{s}$$

Per ogni passo temporale tale equazione viene risolta con uno schema alle differenze finite. I valori di portata in ingresso ed in uscita sono forniti come valore medio sul passo temporale stabilito.

Indicando pertanto con pedice 1 e 2 i valori all'inizio ed alla fine del passo temporale l'equazione può essere approssimata nel seguente modo:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i + WCON \cdot \left[ d_1 + \frac{1}{2} \cdot (d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3}$$

dove si è indicato con  $\Delta t$  il passo temporale in secondi e con WCON l'espressione:

$$WCON = \frac{L \cdot \sqrt{s}}{A \cdot n}$$

Con il metodo iterativo di Newton-Raphson il programma calcola il valore di  $d_2$ .

La formula che definisce l'accumulo superficiale è la seguente:

$$d_p = 0,77 \cdot s^{-0,49} \quad [\text{mm}]$$

dove  $s$  è la pendenza del bacino in percentuale.

Nel modello SWMM l'infiltrazione nelle superfici permeabili è stata valutata con l'equazione di Horton.

#### **4.3.2 Propagazione nei condotti (transport block)**

Il modulo “Transport” consente di eseguire la propagazione dell’onda di piena in ingresso dai pozzetti all’interno dei condotti della rete fognaria.

Gli elementi essenziali che compongono la rete fognaria sono i pozzetti e i condotti. Nei primi si ha l’immissione del deflusso proveniente dai sottobacini che quindi attraverso i pozzetti si può immettere nei condotti e propagarsi.

Tale calcolo viene eseguito utilizzando le equazioni di De Saint Venant con la semplificazione cinematica. Ciò fa sì che eventuali condizioni di rigurgito non possano essere correttamente valutate.

## 4.4 RAPPRESENTAZIONE DELLA RETE CON SWMM

La prima parte dell'impostazione di SWMM richiede l'inserimento di una serie di dati relativi alla morfologia del territorio e della rete di drenaggio, all'accumulo dei sedimenti e alla pluviometria.

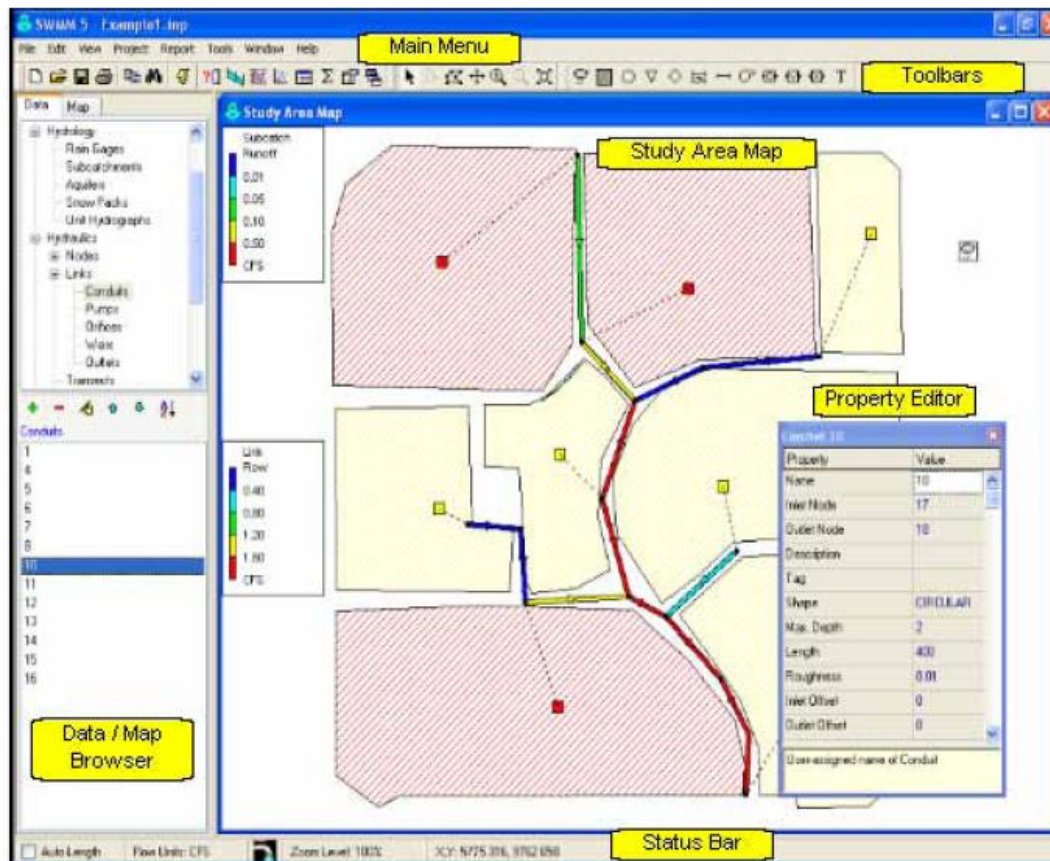



Figura 4.3 – Finestra principale di SWMM [EPA SWMM Help]

All'apertura del programma appaiono tutti i principali elementi e tutti gli organi di controllo dei sistemi di drenaggio urbano, disposti in una barra di lavoro analoga a quelle impiegate nei più famosi programmi di disegno, e un piano, sul quale è possibile disporre gli elementi del sistema fognario.


All'interno dell'interfaccia grafica di SWMM occorre per prima cosa definire i nodi della rete fognaria:

- **NODO (JUNCTION)** . Il nodo è l'elemento di connessione tra due o più condotti e viene inserito quando c'è una confluenza tra rami, un cambiamento di sezione, un salto, una variazione di pendenza oppure una variazione di scabrezza



(ovvero di materiale); graficamente viene rappresentato da un punto. I nodi sono i punti nei quali la pioggia caduta nei sottobacini ad essi correlati diventa portata e dove viene introdotta la portata nera, nel caso che la rete sia mista. Per ogni nodo occorre inserire la quota di fondo (Invert Elevation), la massima altezza (Max Depth) che è ricavata facendo quota terreno meno quota fondo tubo ed eventualmente la portata nera di tempo secco. Ad ogni nodo viene assegnato automaticamente un numero progressivo con le sue relative coordinate cartesiane. Una volta disegnata la rete si possono facilmente inserire nuovi nodi e spostare gli stessi, tutto sempre lavorando con l'interfaccia della rete. Una volta effettuata la simulazione si hanno a disposizione molte informazioni graficamente individuabili sui nodi come la quota fondo tubo, il volume, la portata totale.

Successivamente i nodi vengono uniti con le relative tubazioni:

- *CONDOTTO (CONDUIT)*  . Il condotto è l'elemento del sistema di drenaggio che consente il trasferimento dell'acqua tra due nodi. Ad ogni condotto si può assegnare una forma semplicemente selezionandola da un elenco fornito dal programma. Inoltre è possibile disegnare una sezione per punti qualora si presentasse una sezione irregolare e non contemplata nella ampia casistica. SWMM usa l'equazione di Manning per esprimere la relazione tra la portata  $Q$ , la sezione del condotto  $A$ , il raggio idraulico  $R$  e la pendenza  $S$ . Graficamente il condotto è rappresentato da un segmento che collega due nodi e ad ogni condotto è assegnato un numero che lo contraddistingue. Tra i principali parametri da assegnare ai condotti, oltre alla forma e alle dimensioni della sezione, ci sono i nodi di ingresso e di arrivo, le quote della sezioni di estremità del condotto (per evidenziare gli eventuali salti presenti), la scabrezza che dipende dal materiale e incide sulle perdite energetiche, e la presenza dei setti che possono modificare lo scorrimento delle acque. Per quanto riguarda la lunghezza dei condotti si può determinare automaticamente mentre si disegna col comando Auto-length off/on oppure si inserisce il valore nella finestra del relativo condotto. Da notare la possibilità di disegnare condotti curvi, aspetto senza dubbio apprezzabile per meglio adattare la rete simulata a quella reale. Effettuata la simulazione si hanno a disposizione molte informazioni come la pendenza, la portata, la velocità, il numero di Froude e il grado di riempimento. La presa visione di queste informazioni è molto

facile in quanto, selezionata un tipo di informazione, ogni condotto assume una colorazione che è proporzionale al valore della variabile ma che è anche mutevole ad ogni step temporale. Inoltre è possibile tracciare il profilo dei rami della rete e vedere l'andamento della portata nel tempo.























Name	Parameters	Shape	Name	Parameters	Shape
Circular	Depth		Filled Circular	Depth, Filled Depth	
Rectangular - Closed	Depth, Width		Rectangular - Open	Depth, Width	
Trapezoidal	Depth, Top Width, Side Slopes		Triangular	Depth, Top Width	
Horizontal Ellipse	Depth		Vertical Ellipse	Depth	
Arch	Depth		Parabolic	Depth, Top Width	
Power	Depth, Top Width, Exponent		Rectangular-Triangular	Depth, Width	
Rectangular-Round	Depth, Width		Modified Baskethandle	Depth, Width	
Egg	Depth		Horseshoe	Depth	
Gothic	Depth		Catenary	Depth	
Semi-Elliptical	Depth		Baskethandle	Depth	
Semi-Circular	Depth				

Figura 4.4 - Sezioni ammesse dal programma SWMM [EPA SWMM Help]


Occorre quindi definire i punti di scarico della rete:

- **SCARICO (OUTFALL)** . Gli scarichi sono nodi caratteristici che vengono inseriti come punti di uscita dell'acqua dalla rete. Questi punti sono situati di solito in


prossimità di sbocchi in canali o in fiumi, a valle della rete. Essi consentono, al contrario dei nodi, di avere un solo condotto collegato, quindi non è possibile fare arrivare due canali allo stesso nodo di scarico. Graficamente gli scarichi sono rappresentati da una freccia triangolare volta verso il basso. Aprendo la finestra relativa ad uno scarico si inseriscono le stesse informazioni dei nodi, ma in più è possibile assegnare le caratteristiche su come fare avvenire la fuoriuscita dell'acqua dalla rete scegliendo tra cinque soluzioni diverse :

1. Free è lo scarico libero, nel quale viene presa in considerazione la variazione del pelo libero in relazione alle condizioni di moto del condotto connesso allo scarico; infatti il pelo libero della corrente varia in modo diverso a seconda se siamo in presenza di una corrente veloce o di una corrente lenta.
2. Normal è uno scarico libero come il precedente però non si tiene in considerazione il tipo di corrente nel collettore finale, come può accadere se fossimo in condizioni di moto uniforme.
3. Fixed rappresenta uno scarico in cui fuoriesce solamente una portata prefissata e costante che l'operatore dovrà indicare.
4. Tidal è uno scarico che valuta il livello del ricettore finale e in base a questo modifica il profilo di rigurgito e quindi la portata scaricata. I livelli del ricettore finale possono essere inseriti in apposite tabelle e fatti variare al passare del tempo. Tale scarico risulta utile quando si prevede che il ricettore finale abbia delle sensibili variazioni di pelo libero, come può capitare in presenza dell'andamento delle maree nel caso degli scarichi a mare.
5. Time Series questo tipo di scarico prevede una fuoriuscita di portata prefissata ma non costante, la portata uscente sarà infatti variabile nel tempo secondo una fissata serie temporale. Questo tipo di scarico viene impiegato quando è necessario scaricare una portata più grande in alcuni periodi di tempo e più piccola in altri, come ad esempio durante le ore notturne.


Si deve definire la pluviometria attraverso il posizionamento di uno o più pluviometri:

- *PLUVIOMETRO (RAINGAGE)* . La pioggia che viene utilizzata per la simulazione può essere introdotta sia tramite delle serie temporali messe a disposizione direttamente nella finestra del pluviometro, sia tramite file esterni al programma. Si possono inserire più pluviometri ai quali per ognuno fanno riferimento diversi bacini, in questo modo si ha una distribuzione spaziale della pioggia. In ogni pluviometro viene indicata la data della precipitazione e in particolare l'istante di inizio e di fine lettura della pioggia. Per ogni pluviometro si può indicare la pioggia caduta sottoforma di intensità, volume, altezza.

Ad un determinato nodo si assegna l'area del bacino afferente individuando la parte permeabile e impermeabile:

- *SOTTOBACINO (SUBCATCHMENT)* . Il sottobacino è un'unità idrologica che delimita le superfici drenanti a ciascun nodo. L'area del bacino viene divisa in un certo numero di sottobacini ricavati, per esempio, applicando il metodo dei poligoni di Thiessen. Di ogni sottobacino deve essere indicato il pluviometro di riferimento, il nodo di uscita, l'area in ettari, la larghezza caratteristica, la pendenza, la permeabilità, la scabrezza del terreno permeabile o impermeabile, gli eventuali accumuli e i parametri relativi al modello di infiltrazione. I modelli idrologici di infiltrazione che si possono selezionare sono il modello di Horton, il modello del Curve Number ed il modello Green Ampt, mentre la frazione di pioggia che si perde nelle ritenzioni superficiali è direttamente sottratta alla parte iniziale del pluviogramma correlato con il sottobacino. Lo scorrimento superficiale è studiato secondo l'equazione di Manning e quella di continuità. Graficamente i sottobacini sono disegnati da un'area tratteggiata con linee oblique. Una lacuna del modello è che non è in grado di calcolare le aree dei sottobacini una volta disegnate dall'operatore, il che costringe l'utente a effettuare un calcolo a parte con altri strumenti. Una corretta stima dei parametri relativi ai sottobacini è importante per ottenere attendibili risultati in uscita (portata e carico inquinante).

Altri elementi che concorrono a caratterizzare la rappresentazione sono pompe, vasche e dispositivi vari:

- *POMPA ( PUMP )*.  La realizzazione di una rete urbana di fognatura a gravità è tecnicamente difficile o assai oneroso, di conseguenza si fa ricorso agli impianti di sollevamento. Il modello SWMM prevede di scegliere tra quattro tipologie di curve caratteristiche di pompe: la prima tipologia presenta un grafico portata-volume, dove per volume si intende il volume d'acqua presente nel pozzetto di pescaggio della pompa, la seconda tipologia fa variare la portata in funzione del livello d'acqua nel nodo di entrata, la terza tipologia descrive una curva portata-carico che implica una variazione continua di portata nel tempo al variare della differenza di carico tra il nodo di uscita e quello di entrata dell'acqua, infine l'ultima tipologia consiste un grafico della portata al variare della profondità dell'acqua nel nodo di ingresso. Per ogni pompa si devono indicare i nodi di ingresso e di uscita, il tipo di pompa con la sua curva caratteristica e il suo stato di funzionamento ON/OFF a seconda che sia accesa o spenta (in casi particolari si possono inserire delle control rules per subordinare il funzionamento della pompa a condizioni particolari della rete). Ogni pompa è indicata da un numero che la contraddistingue in modo univoco e graficamente è rappresentata da un condotto con una chiocciola.



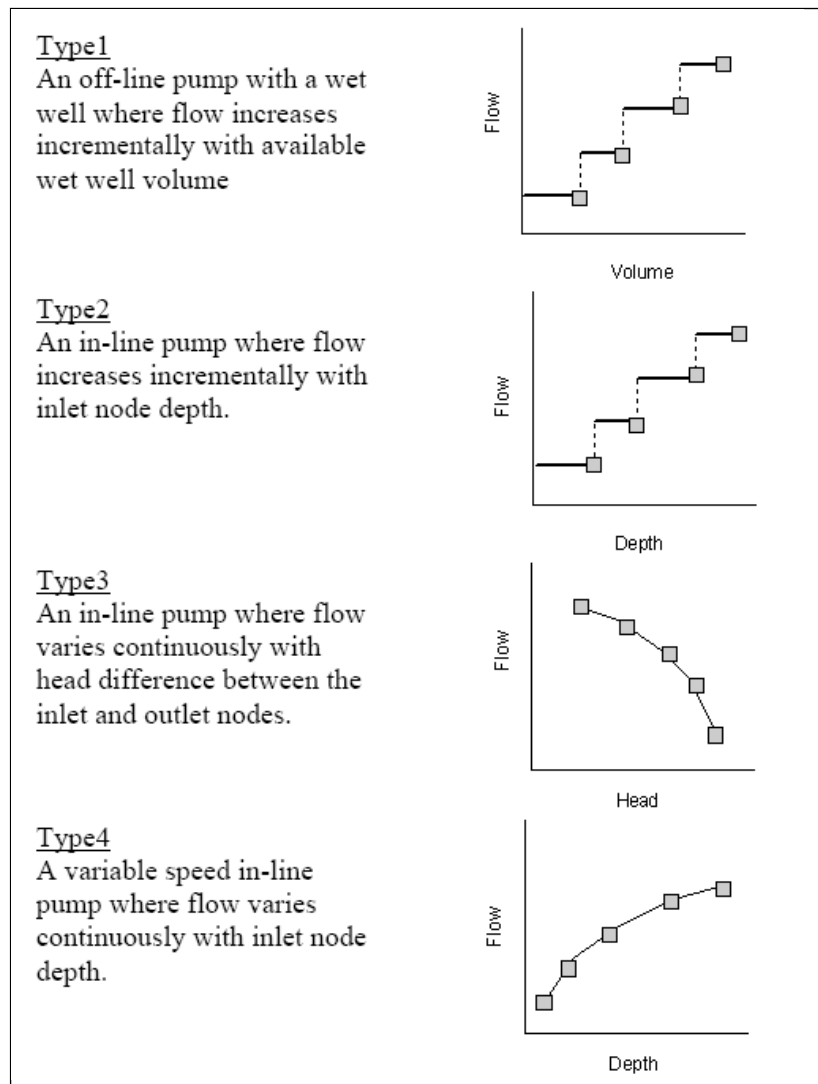





Fig.4.5: Tipologie di curve caratteristiche proposte da SWMM [EPA SWMM Help]

- **VASCA (STORAGE UNIT)**  Le vasche sono nodi con la capacità di immagazzinare un certo volume d'acqua. Fisicamente esse possono rappresentare sia piccoli bacini di raccolta, sia grandi invasi. I parametri tipici delle vasche sono: la quota di fondo, la massima altezza d'acqua ammessa, l'evaporazione potenziale e gli eventuali afflussi esterni. Per descrivere la forma del serbatoio si possono adottare due metodi : il primo consente di inserire i valori dell'altezza d'acqua in funzione dell' ampiezza della superficie dell'invaso in un apposita tabella, il secondo consiste invece nell' esprimere l'area in funzione dell'altezza d'acqua presente nel serbatoio secondo un'equazione particolare. L'acqua può essere fatta uscire dal serbatoio tramite pompe, piccole aperture o in altri modi. Con i serbatoi si possono simulare le vasche di laminazione, le vasche di prima pioggia o i ristagni

superficiali. La simulazione fornisce l'altezza dell'acqua nel serbatoio in funzione del tempo, la variazione degli afflussi esterni nel tempo, gli eventuali allagamenti e la concentrazione di inquinanti.

➤ *SEPARATORE DI PORTATA (DIVIDER)*  Il nodo separatore di portata consente di dividere la portata di uno specifico condotto di monte in modo prefissato. In questi nodi, che graficamente si distinguono per la loro forma a rombo, non possono arrivare o partire più di due condotti. Presentano le stesse caratteristiche dei nodi (junction) ovvero viene assegnato automaticamente ad ogni nodo un numero progressivo e bisogna inserire la quota di fondo e la massima altezza d'acqua ammessa nel nodo. Questi separatori vengono considerati nella simulazione solo con il metodo dell'onda cinematica (Kinematic Wave), se invece la simulazione è fatta utilizzando il moto vario completo, applicando le equazioni di De Saint Venant, essi vengono considerati semplici nodi. Si può scegliere fra quattro tipi di separatori di portata:

1. Cutoff : separa tutta la portata in arrivo che oltrepassa un certo valore.
2. Overflow: separa tutta la portata in arrivo che supera la capacità del condotto.
3. Tabular: consente di separare la portata in modo non lineare impostando i valori in apposite tabelle, così che la portata varia in funzione del tempo.
4. Weir: si usa per separare linearmente la portata che supera un certo valore fissato a priori.

- **ORIFIZIO ( ORIFICE )**  L'orifizio inteso in questo modello è un dispositivo di controllo della portata. Esso ha la funzione di far uscire da un condotto o da un serbatoio una certa portata calcolata con la formula degli sbocchi sottobattenti

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

$Q$  = portata uscente [mc/sec],


$C$  = coefficiente d'efflusso o coefficiente di perdita localizzata,

$A$  = area della bocca d'efflusso [mq],

$g$  = accelerazione di gravità,

$h$  = differenza di carico tra il nodo di valle e quello di monte [m].

Il coefficiente d'efflusso  $C$  dipende dalla contrazione che la vena effluente subisce nell'attraversamento della bocca; esso è quindi legato alla geometria della bocca stessa e alla quota del pelo libero, e quindi al carico  $h$ . L'icona dell'orifizio sulla barra di lavoro è rappresentata da un quadrato circoscritto a un cerchio, mentre sul piano di lavoro dove è disegnata la rete essa assume la figura di due triangoli uniti per un vertice, immagine tipica con la quale si rappresentano le valvole. All'interno del modello gli orifizi sono dei collegamenti tra due nodi la cui lunghezza non ha alcun significato pratico. Gli orifizi possono essere posizionati lungo la parete oppure sul fondo del manufatto considerato e possono assumere forma circolare o quadrata. Il funzionamento dell'orifizio nella simulazione è attendibile solo se quest'ultima è fatta attraverso le equazioni complete di De Saint Venant e non quella dell'onda cinematica.

- **SBARRAMENTO/SCOLMATORE (WEIR).**  Gli scolmatori identificati in questa tipologia sono degli sbarramenti posizionati sia all'interno dei serbatoi sia lungo la rete di drenaggio. All'interno del modello essi rappresentano un collegamento tra due nodi nei quali possono verificarsi anche delle inversioni di flusso. Graficamente sono rappresentati da una icona rettangolare con all'interno una freccia verso il basso. Si può scegliere fra quattro tipi di *sbarramenti* (vedi *tabella 4.1*).

Tipo di Sbarramento	Forma della sezione	Formula della portata
Trasversale	Rettangolare	$C_w L h^{3/2}$
Longitudinale	Rettangolare	$C_w L h^{5/2}$
Incavo a V	Triangolare	$C_w S h^{5/2}$
Trapezoidale	Trapezoidale	$C_w L h^{3/2} + C_{ws} S h^{5/2}$

**Tabella 4.1 - Tipologie di scolmatori**

Legenda :


$C_w$  : coefficiente di efflusso,

$L$  : lunghezza dello sbarramento,

$S$  : pendenza del lato inclinato dell'incavo a V o dello sbarramento trapezoidale,

$C_{ws}$  : coefficiente di efflusso attraverso uno sbarramento di forma trapezoidale.

E' necessario fare la simulazione utilizzando le equazioni di De Saint Venant (Dynamic Wave flow routing).

- **SBOCCO DI USCITA ( OUTLET )**  Questo tipo di sbocchi è caratteristico delle vasche dove la portata di uscita può avere un diverso andamento a seconda del tipo di bocca di scarico di fondo. Gli sbocchi hanno come icona un quadrato nel quale sono disegnati le diagonali e nella rappresentazione sulla rete sono dei collegamenti tra due nodi. Tra i parametri da inserire si ricordano la quota rispetto al nodo di ingresso e la portata uscente con il carico presente a monte. Gli sbocchi inseriti nelle vasche sono validi per ogni tipo di simulazione.

#### 4.5 INSERIMENTO TECNOLOGIE BMP CON SWMM

SWMM 5 modella l'inserimento delle caratteristiche LID (*vedi cap. 3.2*) (come ad esempio pavimentazioni porose, trincee drenanti e tetti verdi) all'interno del software attraverso un menù dedicato chiamato ***LID Usage Editor***.

Le caratteristiche che devono essere inserite sono :

- *Control Name*: nome dell'area del sottobacino in cui voglio inserire la modellazione LID;
- *Number of Replicate Units*: numero di unità LID che voglio inserire;
- *Area of Each Unit*: la superficie afferente ad ogni singolo LID che può essere l'intera area del sottobacino oppure una percentuale;
- *Top Width of Overland Flow Surface*: larghezza della superficie scolante che va inserita solo nel caso di inserimento di pavimentazioni porose;
- *% Initially Saturated*: corrisponde alla percentuale di saturazione iniziale del terreno (0 per terreno secco, 100% se il contenuto d'acqua è uguale alla porosità);
- *% of Impervious Area Treated*: indica la percentuale dell'area del sottobacino che verrà trattata tramite LID (es. se voglio inserire delle cisterne che raccolgono l'acqua dai tetti e i suddetti tetti occupano il 60% del sottobacino, 60 corrisponde alla percentuale di area da trattare);
- *Send Outflow to Pervious Area*: questa opzione viene selezionata se l'uscita dal LID è su un'altra zona permeabile anziché lo sbocco del sottobacino (es. se inserisco una cisterna che accumula acqua che poi verrà utilizzata per innaffiare il prato posso ignorare questa opzione se il LID occupa l'intero sottobacino).

Ci sono 2 approcci diversi per l'inserimento delle caratteristiche di un sistema LID all'interno del software SWMM5:

1. Modificare un sottobacino esistente che inizialmente non prevedeva l'utilizzo delle tecniche LID;
2. Creare un sottobacino nuovo dedicato alla pratica LID



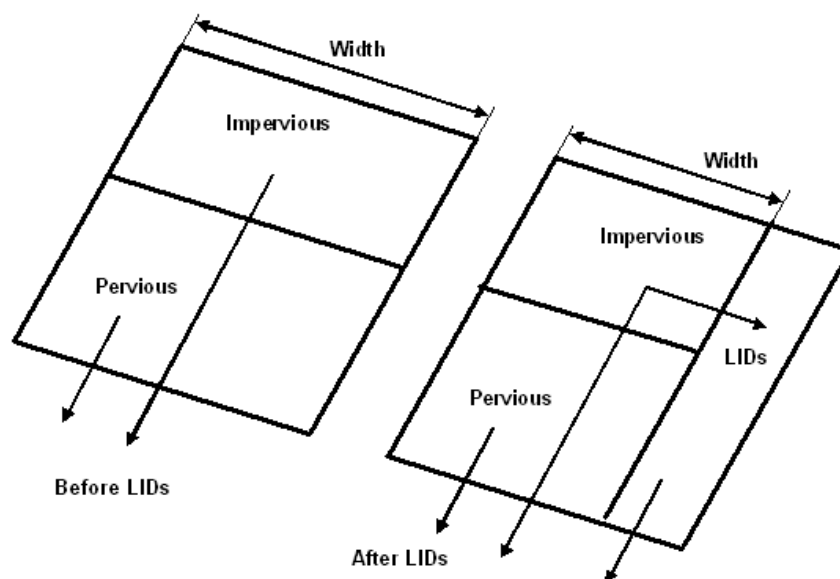
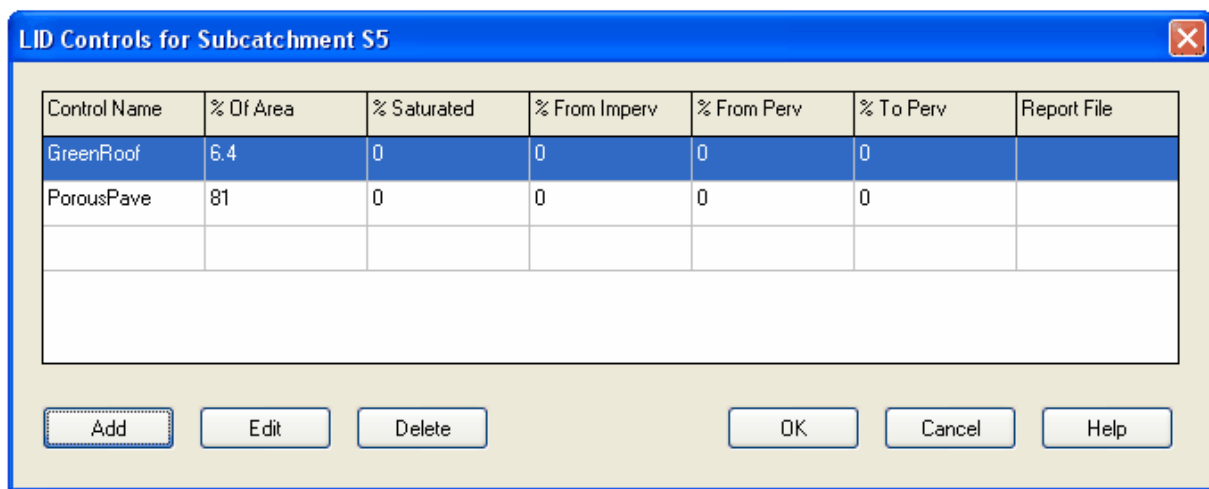


Figura 4.6 - Schematizzazione delle aree afferenti nell'inserimento di un LID [EPA SWMM Help]

Il primo approccio prevede l'inserimento dei trattamenti a partire da una percentuale del sottobacino esistente, però questa opzione non prevede l'utilizzo del funzionamento in serie in quanto il deflusso da un sottobacino diventa l'afflusso per un altro. Inoltre, dopo l'inserimento del LID le proprietà di larghezza e percentuale di terreno impermeabile dovranno essere regolate per compensare all'inserimento del LID (vedi figura 4.6), ad esempio se supponiamo di avere un sottobacino con un 40% di superficie impermeabile e che il 75% dell'area totale sarà convertita con LID tramite l'inserimento di una pavimentazione porosa, dopo l'applicazione del LID la percentuale impermeabile del sottobacino non sarà più la stessa: nel caso in esempio sarà:  $(1 - 0.75) \cdot 40 / (100 - 0.75 \cdot 40) = 14.3 \%$ .

Il secondo approccio consente una modellizzazione in serie e permette anche di dividere i deflussi dei sottobacini di monte verso una stessa area attrezzata con dispositivi LID. Anche in questo caso sono previsti adattamenti alle proprietà di larghezza e percentuale di terreno impermeabile, inoltre, se il trattamento LID drena tutto il sottobacino, le proprietà di scabrezza, impermeabilità etc. vengono assegnata a tutta l'area afferente. L'implementazione di proprietà LID all'area afferente con SWMM 5 prevede la compilazione della seguente tabella (tabella 4-2):



Control Name	% Of Area	% Saturated	% From Imperv	% From Perv	% To Perv	Report File
GreenRoof	6.4	0	0	0	0	
PorousPave	81	0	0	0	0	

Tabella 4-2 Proprietà Lid del sottobacino [EPA SWMM Help]

È da notare che così come la % di Area che la % di superficie impermeabile non può superare il 100%.

Vediamo ora come il software SWMM5 modella matematicamente i processi innescati dall'inserimento di un LID (vedi figura 4.7).

La rappresentazione del fenomeno viene schematizzata con una divisione del terreno in più livelli:

- **Strato superficiale (Surface Layer):**
- **Sottosuolo (Soil Layer):**
- **Strato di accumulo (Storage Layer):**

Durante la simulazione SWMM5 non fa altro che risolvere equazioni di conservazione per mostrare come l'acqua si muove infiltrandosi nei vari strati.

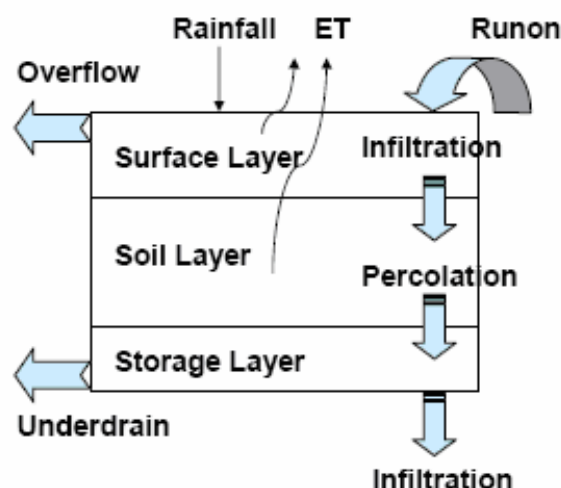


Figura 4.7 – Schematizzazione del terreno con SWMM [EPA SWMM Help]

La tabella di seguito (*tabella 4-3*) indica quali e quanti strati SWMM5 applica per ogni tipologia di LID.

La **X** contraddistingue i campi obbligatori e la **0** i campi opzionali.

LID Type	Surface	Pavement	Soil	Storage	Underdrain
Bio-Retention Cell	x		x	x	o
Porous Pavement	x	x		x	o
Infiltration Trench	x			x	o
Rain Barrel				x	x
Vegetative Swale	x				

Tabella 4-3 Tipologie di suddivisione di strato al variare del tipo di LID [EPA SWMM Help]

Quando si introducono sistemi LID, SWMM5 permette inoltre di inserire altre grandezze caratterizzanti il tipo di terreno come la conducibilità idraulica, lo spessore degli strati, la porosità, trasmissività etc.

Nello specifico SWMM5 riesce a modellare 5 tipi differenti di tecniche LID:

- **Bio-retention Cells** : depressioni che contengono vegetazione e che consentono all'acqua piovana di accumularsi e di drenare nel sottosuolo. La simulazione prevede i fenomeni di accumulo, infiltrazione ed evaporazione su tutta l'area interessata dalla trasformazione. Rientrano nella tipologia le trincee drenanti (*cap 3.4.3*), tetti verdi (*cap 3.4.4*) e vasche verdi filtranti (*cap 3.4.5*).

- **Infiltration Trenches** : canali scavati e riempiti di ciottoli e ghiaia che intercettano la pioggia, la accumulano e lentamente la restituiscono al sottosuolo. Sono un esempio le Drywell o French Drains (cap 3.4.3).
- **Continuous Porous Pavement**: consistono in pavimentazioni porose (cap 3.7) o asfalti permeabili (cap 3.7.1). In queste situazioni, normalmente, l'acqua piovana attraversa lo strato permeabile superficiale e s'infiltra negli strati profondi.
- **Rain Barrels (cap 3.4.1)**: cisterne collegate ai pluviali che consentono l'immagazzinamento dell'acqua piovana che potrà essere riusata in periodi secchi.
- **Vegetative Swales**: canali o depressioni con pendii ricoperti di erba o altra vegetazione (cap 3.5.7). Questi sistemi rallentano l'accumulo dell'acqua piovana e consentono l'assorbimento di questa nel sottosuolo.

Questi sistemi consentono anche ad una notevole riduzione del carico inquinante delle acque ma il software SWMM5 consente solamente di valutarne gli aspetti idraulici.

SWMM5 calcola la portata d'acqua filtrante nel terreno usando la formula:

$$q = C(h-H_d)^n$$

Dove:

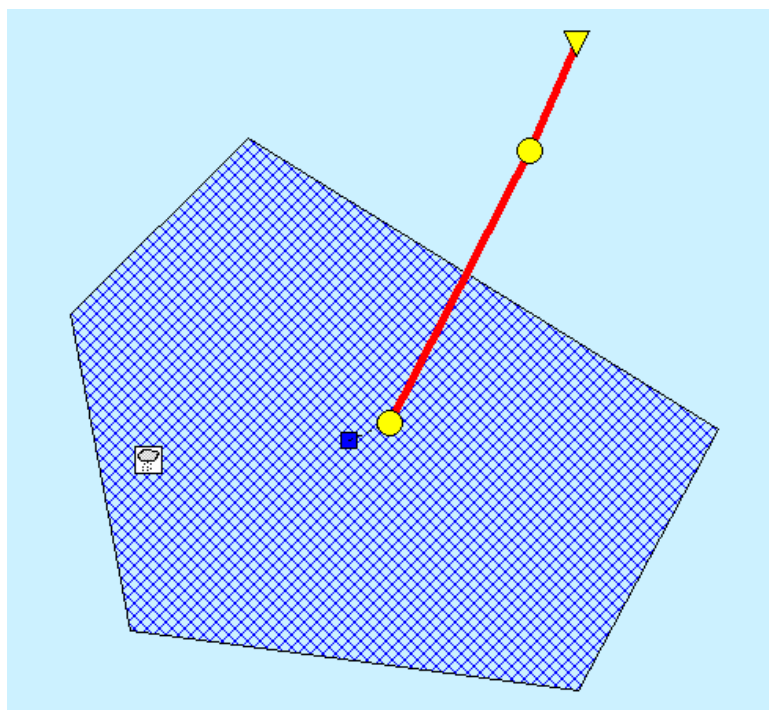
- $q$  indica la portata specifica [ $m^2/s$ ];
- $h$  è l'altezza d'acqua immagazzinata;
- $H_d$  è l'altezza dello scarico;

$C$  e  $n$  sono 2 coefficienti variabili in funzione del tipo di suolo. Solitamente  $n = 0.5$  e  $C$  è uguale al tempo impiegato per drenare una certa quantità di acqua all'interno del LID.

#### 4.5.1 Bacino ideale

Per studiare come SWMM5 tratta diversamente e vari tipi di tecniche BMP si è creato un bacino ideale di prova (*vedi figura 4.8*) dalle seguenti caratteristiche:

- Superficie del bacino = 10 ha;
- Pendenza = 05 %;
- Percentuale terreno impermeabile = 25%;
- Coeff. Manning terreno impermeabile =  $0.01 \text{ [s/m}^{1/3}\text{]}$ ;
- Coeff. Manning terreno permeabile =  $0.1 \text{ [s/m}^{1/3}\text{]}$ ;
- Diametro condotto uscita = 2 [m];
- Pendenza condotto = 2 [‰];
- Pioggia rettangolare intensità = 30mm/hr ;

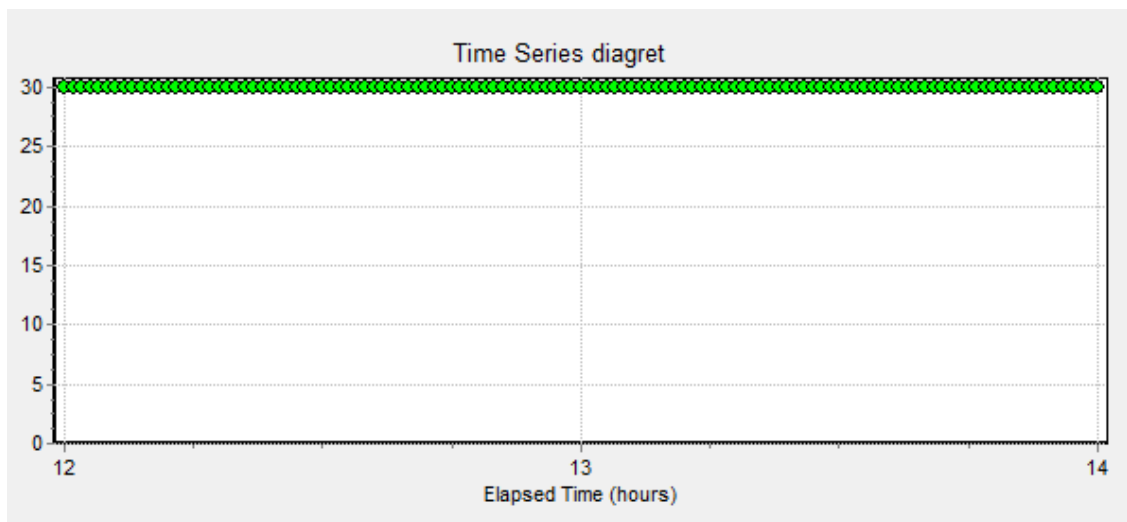


**Figura 4.8 – Bacino ideale per lo studio delle varie BMP**

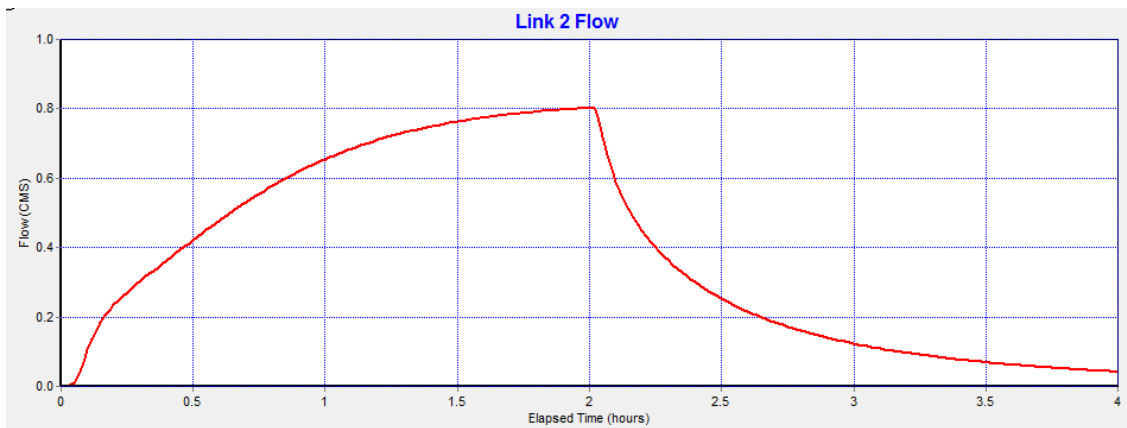
Fatto questo sono state inserite, una per volta, le varie tipologie BMP proposte da SWMM5 e sono state applicate al bacino di studio.

Per ogni tipologia, in base ai risultati restituiti dal software, sono stati valutati gli effetti sull'onda di piena (*vedi figura 4.10*) che si crea nel collettore fognario a seguito della pioggia rettangolare di progetto (*vedi figura 4.9*).





**Figura 4.9 – Diagramma rettangolare di durata 2h e intensità = 30 [mm/hr]**



**Figura 4.10 – Idrogramma di piena del collettore finale**

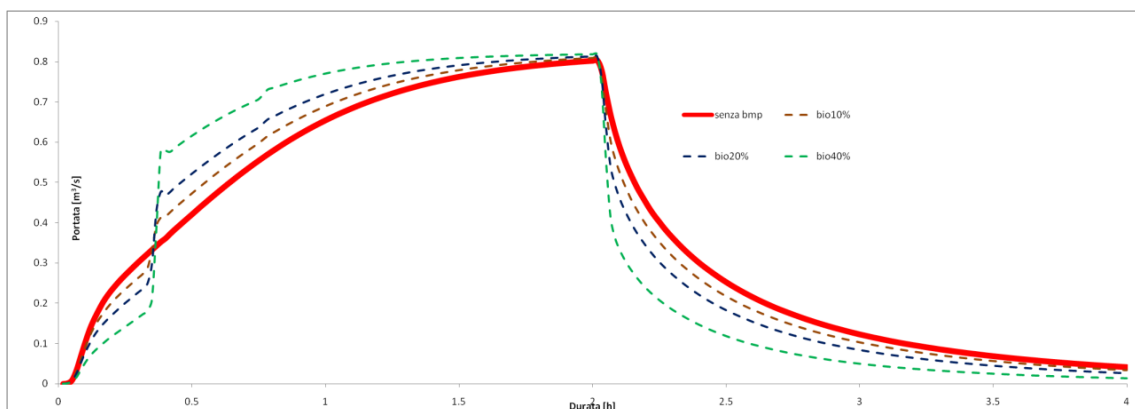
### 4.5.2 Bioretention Cell

Di seguito sono riportati i grafici relativi alla simulazione SWMM avendo applicato al bacino di progetto un LID di tipo Bioretention Cell, quindi per la modellizzazione di tetti verdi (cap 3.4.3) e vasche filtranti (cap 3.4.5 ).

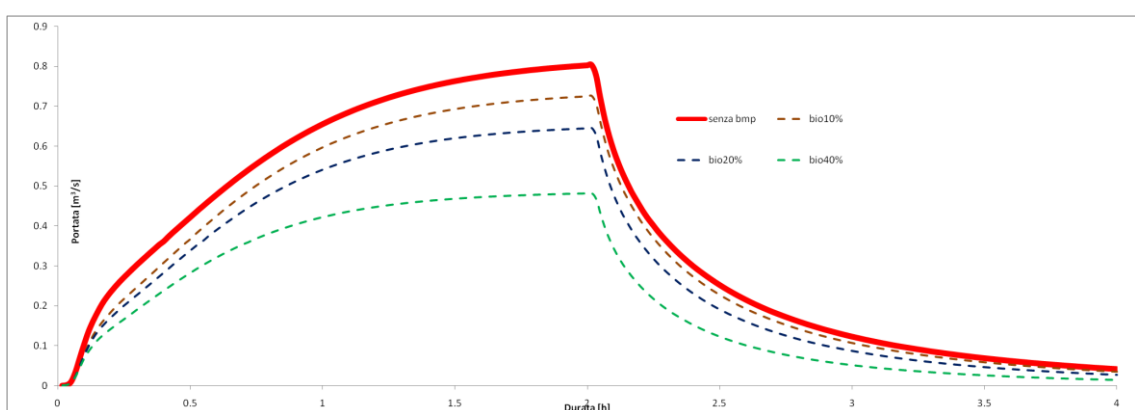
The figure displays three sequential screenshots of the 'LID Control Editor' dialog box in SWMM, configured for a 'bioretention' LID of type 'Bio-Retention Cell'. The 'Process Layers' are set to 'Surface', 'Soil', and 'Storage'. The first screenshot shows the 'Surface' tab with parameters: Storage Depth (0.0), Vegetative Cover Fraction (0.0), Surface Roughness (0.1), and Surface Slope (1.0). The second screenshot shows the 'Soil' tab with parameters: Thickness (600), Porosity (0.5), Field Capacity (0.2), Wilting Point (0.1), Conductivity (0.5), Conductivity Slope (10.0), and Suction Head (3.5). The third screenshot shows the 'Storage' tab with parameters: Height (300), Void Ratio (0.75), Conductivity (10), and Clogging Factor (0). A note at the bottom of the third screenshot states: 'Note: use a Conductivity of 0 if the LID unit has an impermeable bottom.'

Figura 4.11 – Schede SWMM per la modellizzazione della Bioretention Cell

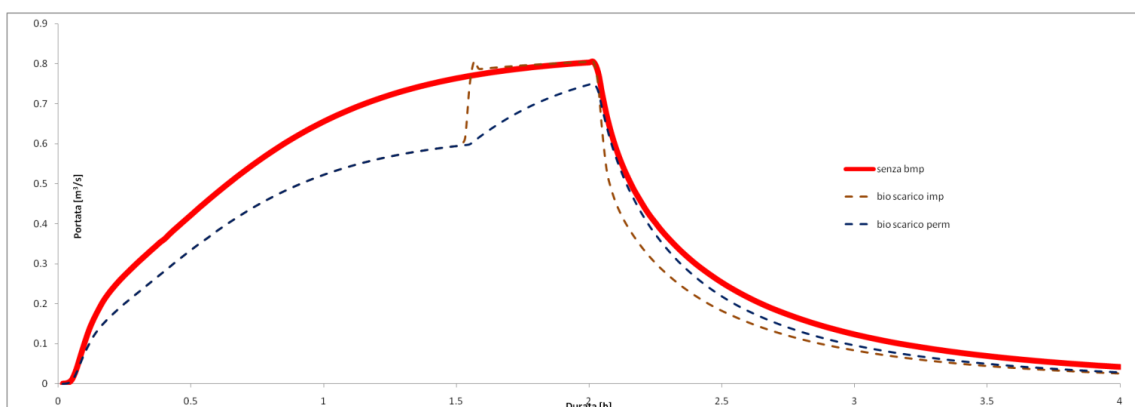
Per la creazione di una Bioretention Cell, SWMM ci permette di compilare 3 schede relative ai parametri del terreno tra cui porosità, capacità d'invaso, pendenza, conduttività idraulica, coefficienti di scabrezza, fattore di occlusione. Facendo varie simulazioni con parametri diversi si è notato che alcuni di questi non influiscono in maniera evidente sull'efficienza del LID. Dai grafici sotto riportati si nota come varia la portata in funzione dell'estensione del LID ed in funzione del tipo di scarico se in area permeabile o in area impermeabile. Nel primo grafico di figura 4.12 si nota come al variare dell'estensione del LID il volume invasato non cambia, ma questo è dovuto dal fatto che sono stati lasciati invariati i parametri relativi agli spessori del terreno. Inizialmente, nei primi minuti di pioggia, effettivamente si riduce la portata per delle perdite idrologiche relative all'infiltrazione ma subito dopo la portata aumenta poiché il terreno non riesce ad immagazzinare l'acqua piovana che viene restituita al collettore fognario. Andando ad inserire degli idonei spessori degli strati del terreno (strato superficiale di 0 mm, sottosuolo di 600 mm e strato di accumulo di 300mm) si evince che effettivamente l'introduzione della tecnologia LID produce dei benefici andando a diminuire il picco dell'onda di piena (vedi figura 4.13).



**Figura 4.12 –Grafico sulla variazione della portata in funzione dell'estensione della Bioretention Cell con spessore degli strati nullo**



**Figura 4.13 – Grafico sulla variazione della portata in funzione dell'estensione della Bioretention Cell con spessore degli strati idonei**



**Figura 4.14 – Grafico sulla variazione della portata in funzione di scarico in area permeabile o impermeabile**

Andando infine a valutare cosa può accadere se lo scarico avvenga in una zona permeabile piuttosto che in un'area impermeabile, dal grafico di figura 4.14 si nota come sia migliore la soluzione “scarico permeabile” in quanto si ottiene comunque una riduzione del picco di portata.

### 4.5.3 Porous Pavement

Così come per la modellizzazione della Bioretention Cell, l'inserimento nel bacino di progetto di una pavimentazione porosa (*cap 3.7*) produce dei benefici in termini di riduzione della portata in funzione dell'estensione del LID e degli spessori relativi alla stratigrafia del terreno.

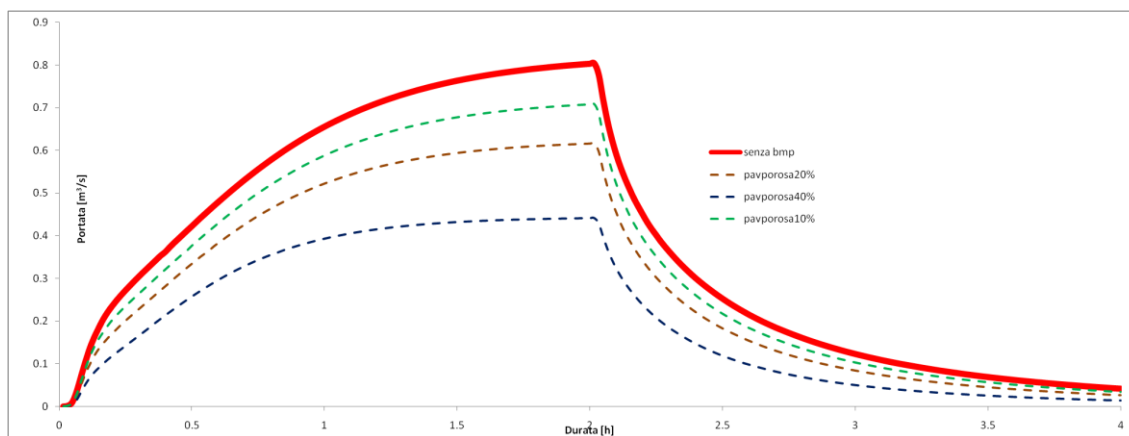
Per le pavimentazioni porose SWMM consente una modellizzazione simile a quella delle Bioretention Cell consigliando però dei diversi coefficienti di conduttività idraulica e di permeabilità del terreno.

Anche per le pavimentazioni porose le schede da compilare sono 3 (*vedi figura 4.15*) e i parametri da inserire sono relativi alle caratteristiche della pavimentazione e del terreno sottostante.

The figure displays three sequential screenshots of the 'LID Control Editor' dialog box, specifically for 'Porous Pavement'. Each window has a title bar with a standard icon and the text 'LID Control Editor'. The 'Control Name' field is set to 'pavimentazioneporosa' and the 'LID Type' dropdown is set to 'Porous Pavement'. Below this, there are four tabs: 'Surface', 'Pavement', 'Storage', and 'Underdrain'. The first screenshot shows the 'Surface' tab with parameters: Storage Depth (0.0), Vegetative Cover Fraction (0.0), Surface Roughness (Mannings n) (0.1), and Surface Slope (percent) (1.0). The second screenshot shows the 'Pavement' tab with parameters: Thickness (300), Void Ratio (0.15), Impervious Surface Fraction (0), Permeability (2500), and Clogging Factor (0). The third screenshot shows the 'Storage' tab with parameters: Height (300), Void Ratio (0.75), Conductivity (250), and Clogging Factor (0). A note at the bottom of the Storage tab states: 'Note: use a Conductivity of 0 if the LID unit has an impermeable bottom.' Each window has 'OK', 'Cancel', and 'Help' buttons at the bottom.

**Figura 4.15 – Schede SWMM per la modellizzazione di una Pavimentazione Porosa**

Anche in questo caso sono stati graficati i vari andamenti della portata nel collettore fognario al variare dei parametri per verificare l'effettivo beneficio del LID e, così come per la Bioretention Cell, inseriti degli spessori idonei (spessore della pavimentazione di 300mm con permeabilità di 2500 mm/hr e spessore del sottosuolo di 300mm con conduttività di 250 mm/hr) il picco di portata diminuisce all'aumentare dell'estensione del LID (*vedi figura 4.16*). Andando a far variare gli altri parametri non si sono notati invece effetti notevoli.



**Figura 4.16 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dell'estensione della pavimentazione porosa**



#### 4.5.4 Rain Barrels

Per le cisterne che accumulano acqua piovana, SWMM richiede l'inserimento di parametri che definiscono il volume raccolto per ogni cisterna e l'ipotetico ritardo con cui l'acqua invasata viene poi riammessa all'interno del bacino (vedi figura 4.17).

The image displays two side-by-side screenshots of the 'LID Control Editor' dialog box, showing the configuration for a 'Rain Barrel' LID unit. Both windows have 'Control Name' set to 'cisterna' and 'LID Type' set to 'Rain Barrel'.

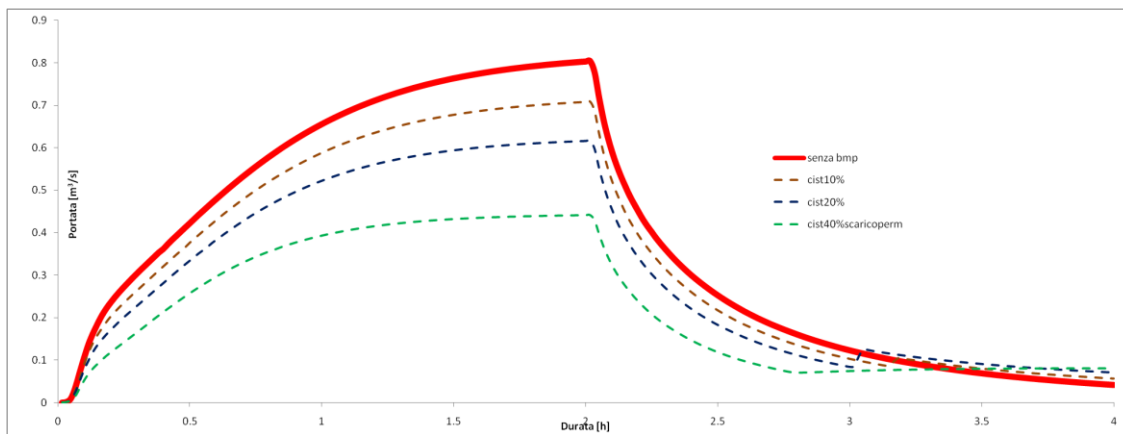
The left window shows the 'Storage' tab selected. The 'Process Layers' section has 'Storage' selected, and the 'Height' (in. or mm) is set to 1000.

The right window shows the 'Underdrain' tab selected. The 'Process Layers' section has 'Underdrain' selected. The parameters for the underdrain are: 'Drain Coefficient' (in/hr or mm/hr) is 25, 'Drain Exponent' is 0.5, 'Drain Offset Height' (in. or mm) is 0, and 'Drain Delay' (hours) is 6. A note at the bottom states: 'Note: use a Drain Coefficient of 0 if the LID unit has no underdrain.'

4.17 – Schede SWMM per la modellizzazione di una Cisterna

Così come per le altre tecniche, tra i parametri da inserire SWMM richiede l'inserimento dei coefficienti  $C$  e  $n$  relativi al drenaggio del terreno che sono stati lasciati come di default. Anche in questo caso tanto più il LID è esteso tanto migliore sarà il beneficio in termini di riduzione del picco di portata al colmo (vedi figura 4.18).

Si nota inoltre una differenza tra scarico in zona permeabile e in area impermeabile, infatti ipotizzando che l'acqua accumulata nelle cisterne sia poi riutilizzata ad uso domestico come ad esempio per innaffiare il giardino, la parte decrescente dell'idrogramma rimane stabile, mentre se invece l'acqua accumulata viene riutilizzata in altro modo per poi defluire nei condotti fognari allora la parte decrescente della curva avrà un picco che corrisponde al momento in cui effettivamente l'acqua raggiunge lo scarico fognario.



**Figura 4.18 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dell'estensione delle Cisterne con scarico permeabile e impermeabile**

#### 4.5.5 Vegetative Swales

Per la modellizzazione delle trincee drenanti (cap 3.5.7) SWMM richiede specificamente l'inserimento della pendenza del canale e della pendenza laterale oltre che allo spessore del terreno permeabile (vedi figura 4.19).

The screenshot shows the 'LID Control Editor' window. The 'Control Name' field is set to 'trinceadrenante'. The 'LID Type' dropdown menu is set to 'Vegetative Swale'. Under the 'Process Layers' section, the 'Surface' tab is selected. The following parameters are visible in the 'Surface' tab:

Parameter	Value
Storage Depth (in. or mm)	30
Vegetative Cover Fraction	0.0
Surface Roughness (Mannings n)	0.1
Surface Slope (percent)	1
Swale Side Slope (run / rise)	5

At the bottom of the window are three buttons: 'OK', 'Cancel', and 'Help'.

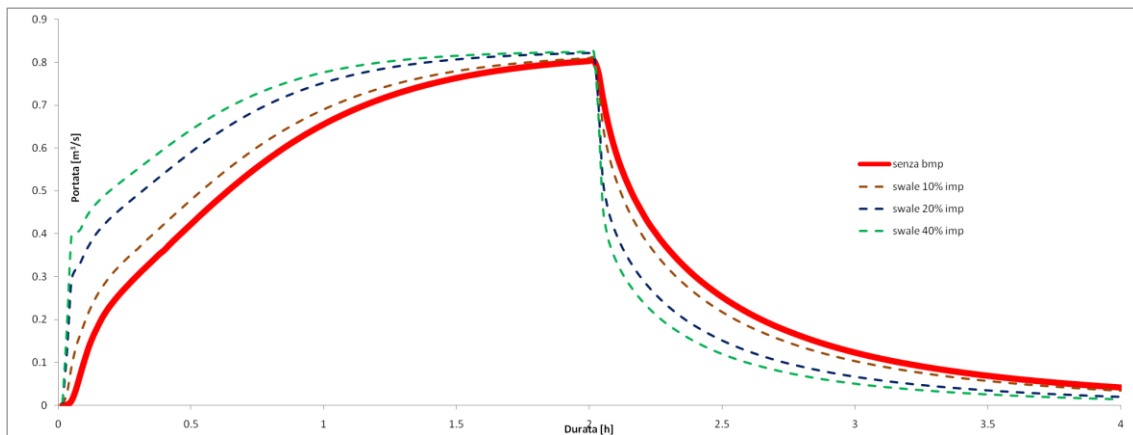
4.19 – Scheda SWMM per l'inserimento di una trincea drenante

Anche qui, come negli altri casi, il beneficio è proporzionale all'estensione del LID ed è importante l'inserimento di un idoneo valore dello spessore del terreno per far sì che l'acqua piovana in parte venga infiltrata.

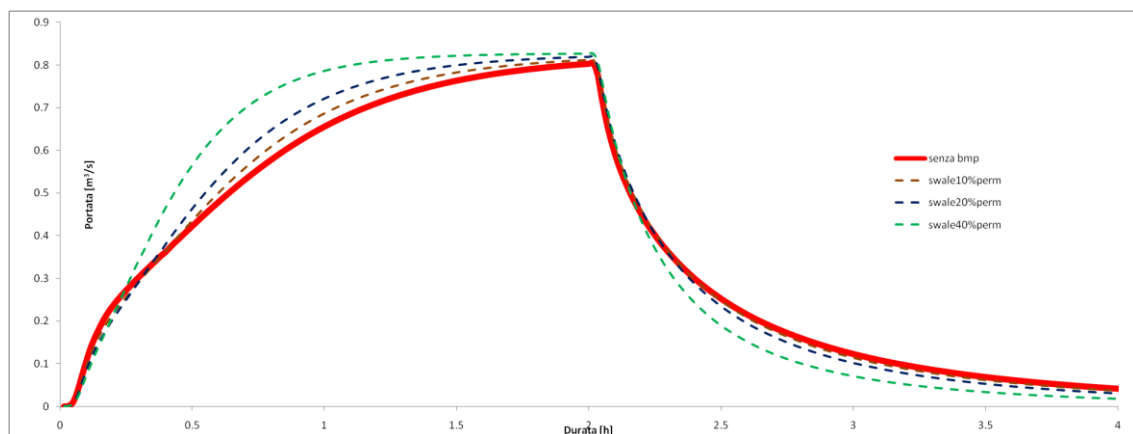
Nel caso del grafico in figura 4.20 con spessore dello strato di 0 mm si nota che, anche variando l'estensione del LID, sia la portata che il volume totale invasato nel collettore non cambiano; cambia leggermente la forma della curva se si considera lo scarico finale in un'area permeabile (vedi figura 4.21).

Andando a considerare invece spessore via via crescenti, 10mm-30mm-60mm mantenendo costante l'estensione del LID (vedi figura 4.22) si nota che i benefici si mostrano tanto più lo spessore è maggiore e ancora meglio se lo scarico avviene in area permeabile (figura 4.23).

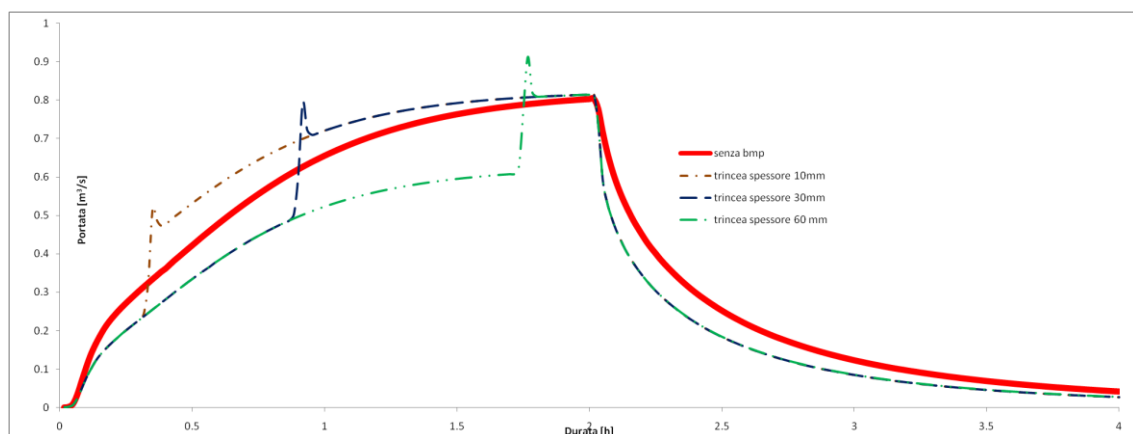
Non si notano effettivi cambiamenti a livello di portata e volumi se si va a far variare la pendenza del canale o la pendenza laterale.



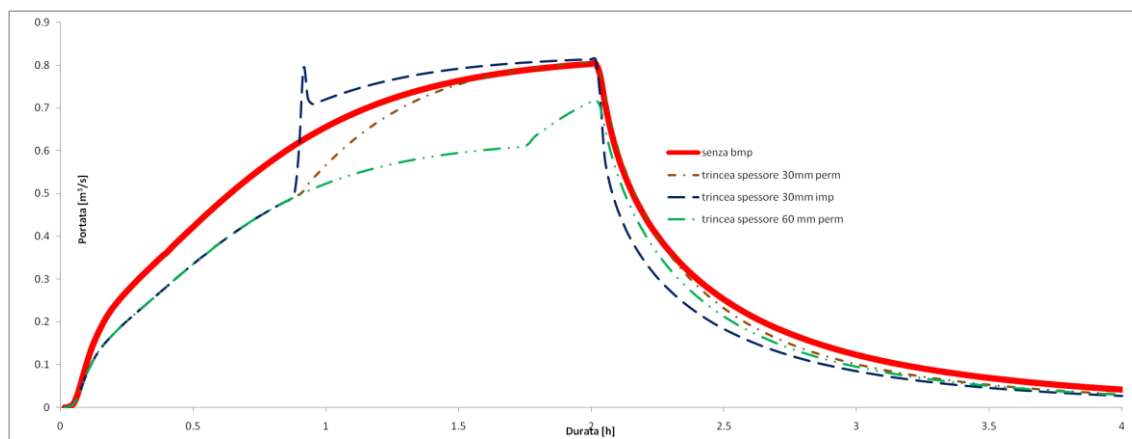
**Figura 4.20 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dell'estensione della trincea drenante avendo considerato lo spessore dello strato di 0mm con scarico in area impermeabile**



**Figura 4.21 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dell'estensione della trincea drenante avendo considerato lo spessore dello strato di 0mm con scarico in area permeabile**



**Figura 4.22 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dello spessore del terreno considerando l'estensione della trincea costante**



**Figura 4.23 – Grafico sull'andamento della portata in funzione dello spessore del terreno considerando l'estensione della trincea costante**



## 5 CALIBRAZIONE DEL BACINO SPERIMENTALE DI “FOSSOLO”

### 5.1 DESCRIZIONE DEL BACINO

Da circa 8 anni è in funzione il bacino urbano sperimentale denominato “Fossolo” situato alla periferia di Bologna (*vedi figure 5.1*) e finalizzato per la raccolta di dati utili allo studio ed alla interpretazione della trasformazione afflussi-deflussi dal punto di vista quantitativo.



Figura 5.1 – Ubicazione del quartiere Fossolo rispetto il centro di Bologna [<http://maps.google.it/>]

Da circa 4 anni sono inoltre iniziate delle campagne di campionamento automatico e di analisi, sul condotto principale della rete fognaria, che hanno permesso di affrontare lo studio della modellistica della qualità delle acque di fognatura in tempo di pioggia.

Nel presente capitolo vengono descritte, nella prima parte, le caratteristiche del bacino in termini di insediamenti e di rete fognaria; nella seconda parte sono invece descritti gli strumenti utilizzati per la raccolta dei dati. Nei paragrafi successivi sono quindi esposti i dati ottenuti durante le campagne di misura.

Il bacino sperimentale di “Fossolo” è situato nella periferia di Bologna in direzione Est lungo la Via Emilia. La rete di drenaggio urbano a servizio del bacino ha il vantaggio di essere isolata dalle reti fognarie circostanti.

La superficie drenata complessiva è pari a 40,71 ettari con una percentuale impermeabile pari al 74,81% (30,45 ha) e permeabile pari al 25,20% (10,26 ha) di cui il 12,61% (5,13 ha) direttamente drenata in fognatura. La pendenza generale del bacino va da sud-ovest a nord-est ed ha un valore medio pari allo 0,3%, passando da una quota massima di 67,90 m s.l.m. ad una quota minima di 60,60 m s.l.m..

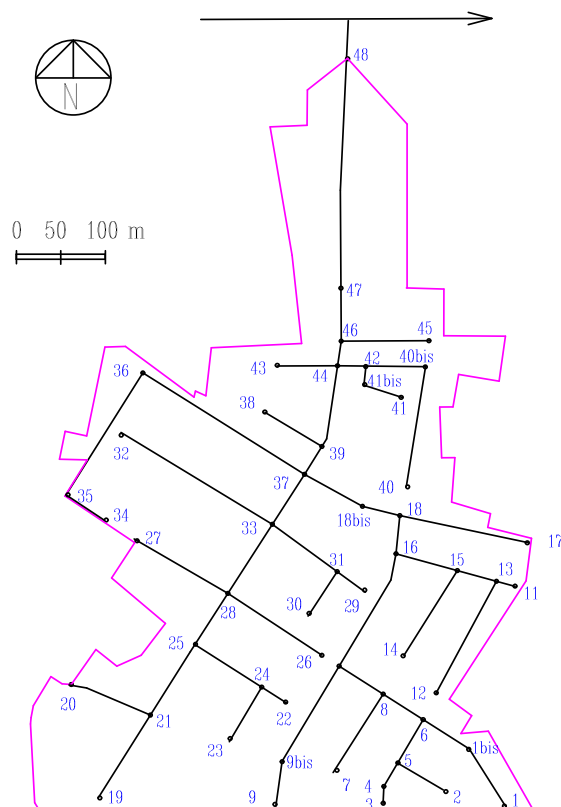
Gli edifici presenti nel comprensorio sono destinati quasi esclusivamente ad uso residenziale e ad attività terziarie minori (attività commerciali prevalentemente di modesta importanza ed attività artigianali con pochissimi addetti). Il numero dei residenti risulta pari a circa 10.000 unità.

Dal punto di vista della viabilità il comprensorio è attraversato da strade ad alto flusso veicolare quali la Via Emilia, via Arno, via Po, via Bellaria che presentano un valore massimo del flusso veicolare giornaliero di circa 40.000 autoveicoli/giorno, mentre le rimanenti strade con prevalente funzione di collegamento delle residenze sono caratterizzate da un traffico molto più contenuto con un flusso veicolare medio giornaliero di circa 1.000 autoveicoli/giorno.

La rete fognaria presente è una rete di tipo misto ad albero e risale agli anni '60. Lo sviluppo complessivo è di circa 5 km e termina con un condotto di sezione policentrica (sezione vigentina) senza cunetta di magra con altezza interna massima pari a 1,44 m e larghezza interna massima pari a 1,80 m. Tale condotto è stato realizzato in opera in muratura di mattoni, mentre i rimanenti sono prevalentemente prefabbricati in calcestruzzo di sezioni circolari ed ovoidali.

Il condotto terminale si immette in un ulteriore condotto di sezione policentrica di dimensioni 1,92 x 2,40 metri.

Nella figure seguente si può osservare lo schema dei condotti della rete fognaria e nelle tabelle successive le caratteristiche degli stessi.



**Figura 5.2 – Schema della rete fognaria del bacino Fossolo**



**Figura 5.3 – Rete fognaria del bacino Fossolo inserita nella planimetria reale del quartiere tramite SWMM5**

N. nodo	Area (ha)	Strade (%)	Tetti (%)	Permeabile (%)
1	1.008	58	29	13
2	0.402	58	29	13
3	0.366	41	20	39
4	0.218	64	32	4
5	0.366	54	27	19
6	0.258	65	32	3
7	1.138	52	26	22
8	0.340	53	27	20
9	1.392	57	28	15
10	1.156	49	25	26
11	0.104	49	24	27
12	1.114	49	24	27
13	0.258	46	23	31
14	0.932	53	26	21
15	0.360	64	32	4
16	0.152	39	19	42
17	1.054	55	27	18
18	1.064	54	27	19
19	1.612	53	27	20
20	1.406	51	26	23
21	0.976	50	25	25
22	0.320	65	32	3
23	1.914	48	24	28
24	0.682	52	26	22
25	0.468	51	26	23
26	0.802	60	30	10
27	1.386	48	24	28
28	0.788	44	22	34
29	0.248	55	28	17
30	0.544	60	30	10

31	0.710	44	22	34
32	2.158	49	24	27
33	0.436	64	32	4
34	0.582	58	29	13
35	1.182	48	24	28
36	1.486	52	26	22
37	0.198	60	30	10
38	0.706	55	28	17
39	0.806	60	30	10
40	1.740	62	31	7
41	0.398	56	28	16
42	0.038	67	33	0
43	0.628	56	28	16
44	0.168	65	32	3
45	1.420	54	27	19
46	0.524	36	19	45
47	3.700	27	13	60
48	1.110	28	13	59
41bis	0.000	56	28	16
40bis	0.000	62	31	7
18bis	0.000	54	27	19
9bis	0.000	57	28	15
1bis	0.000	58	29	13

**Tabella 5.1 - Caratteristiche dei nodi della rete fognaria**



Nodo monte	Nodo valle	Lung. (m)	Tipo condotto*	Largh. (mm)	Altezza (mm)	Q. f. monte (m s.l.m.)**	Q. f. valle (m s.l.m.)**	Pend. (m/m)
20	21	122	OVI	600	900	58.5	58.2	0.0024
19	21	120	OVI	600	900	58.6	58.2	0.0033
21	25	119	OVI	600	900	58.2	57.9	0.0029
23	24	92	OVI	600	900	58.4	58.2	0.0028
22	24	43	OVI	600	900	58.3	58.2	0.0028
24	25	111	OVI	600	900	58.2	57.9	0.0030
25	28	81	OVI	600	900	57.9	57.4	0.0058
27	28	134	OVI	600	900	58.1	57.4	0.0050
26	28	150	OVI	600	900	58.1	57.4	0.0046
28	33	116	OVI	900	1350	57.4	57.0	0.0029
29	31	55	OVI	600	900	57.7	57.6	0.0027
30	31	70	OVI	600	900	57.8	57.6	0.0031
31	33	109	OVI	600	900	57.6	57.0	0.0050
32	33	250	OVI	600	900	57.9	57.0	0.0036
33	37	90	OVI	900	1350	57.0	56.8	0.0028
34	35	94	OVI	600	900	58.6	58.4	0.0020
35	36	204	OVI	600	900	58.4	57.6	0.0040
36	37	263	OVI	800	1200	57.6	56.8	0.0030
1	1bis	75	OVI	600	900	59.1	58.9	0.0033
1bis	6	75	OVI	900	1350	58.9	58.4	0.0059
3	4	32	CIRC	600	600	59.4	59.1	0.0078
4	5	31	OVI	600	900	59.1	59.0	0.0035
2	5	68	CIRC	600	600	59.4	59.0	0.0060
5	6	71	OVI	600	900	59.0	58.4	0.0085
6	8	67	OVI	800	1200	58.4	58.2	0.0030
7	8	144	OVI	600	900	58.7	58.2	0.0033
8	10	70	OVI	800	1200	58.2	57.9	0.0047
9	9bis	50	OVI	600	900	58.8	58.6	0.0036
9bis	10	164	OVI	600	900	58.6	57.9	0.0042
10	16	79	OVI	900	1350	57.9	57.4	0.0066

11	13	21	OVI	800	1200	58.0	57.9	0.0038
12	13	184	OVI	600	900	58.5	57.9	0.0035
13	15	60	OVI	800	1200	57.9	57.7	0.0028
14	15	147	OVI	600	900	58.3	57.7	0.0041
15	16	86	OVI	800	1200	57.7	57.4	0.0042
17	18	170	CIRC	600	600	58.0	57.2	0.0048
16	18	54	OVI	900	1350	57.4	57.2	0.0024
18	18bis	43	OVI	900	1350	57.2	57.1	0.0030
18bis	37	100	OVI	900	1350	57.1	56.8	0.0031
37	39	49	OVI	900	1350	56.8	56.7	0.0029
38	39	112	CIRC	600	600	61.9	56.7	0.0471
39	44	105	OVI	900	1350	56.7	56.3	0.0033
40	40bis	176	CIRC	600	600	57.6	57.1	0.0029
40bis	42	100	CIRC	600	600	57.1	56.8	0.0028
41	41bis	36	CIRC	600	600	57.0	56.9	0.0042
41bis	42	20	CIRC	600	600	56.9	56.8	0.0040
42	44	26	CIRC	600	600	56.8	56.3	0.0192
43	44	101	CIRC	600	600	61.6	56.3	0.0520
44	46	36	OVI	900	1350	56.3	56.1	0.0056
45	46	132	OVI	600	900	56.9	56.1	0.0064
46	47	56	POLIC	1800	1440	56.1	55.9	0.0045
47	48	336	POLIC	1800	1440	55.9	54.9	0.0028

**Tabella 5.2 - Caratteristiche dei condotti della rete fognaria**

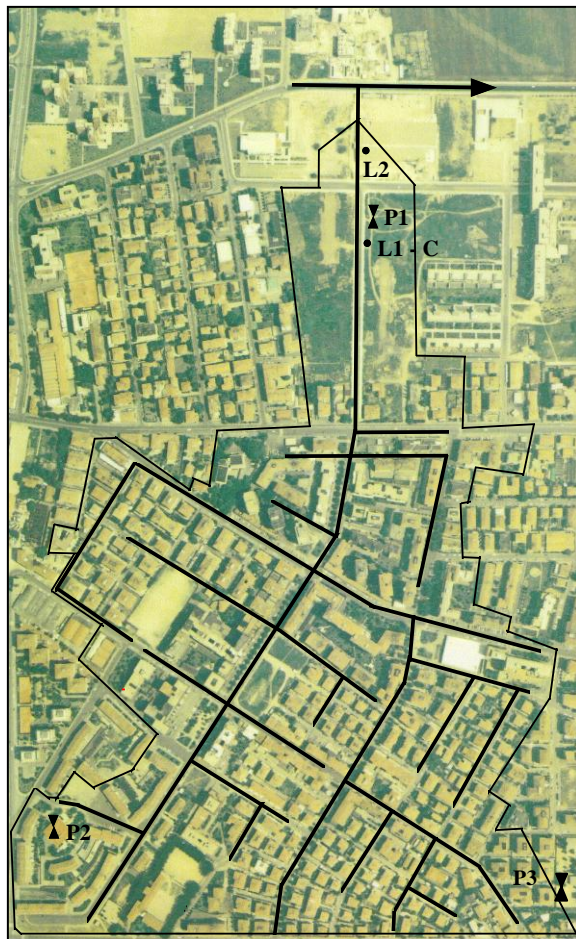
\* OVI - condotto ovoidale;

CIRC - condotto circolare;

POLIC - condotto di sezione policentrica (vigentino)

\*\* Q.f. - quota di fondo del condotto rispettivamente nel nodo di monte e nel nodo di valle.

La seguente *figura 5.4* riproduce una fotografia aerea del comprensorio, con sopra riportato il tracciato della rete drenante, il confine del comprensorio e la posizione degli strumenti di misura installati a tutt'oggi.



**Figura 5.4 – Foto aerea del bacino Fossolo**

- confine del bacino
- tracciato condotti fognari
- P - pluviometri
- L - misuratori di livello
- C - campionatore

### 5.1.1 Strumenti presenti

Gli strumenti installati sul bacino, come si può osservare dalla *figura 5.4*, sono tre pluviometri, due misuratori di livello ed un sistema di campionamento automatico.

I pluviometri possono registrare precipitazioni con intensità fino a 200 mm/h. Essi hanno sezione circolare di raggio pari a 13 cm, area dell'imbuto pari a 500 cm<sup>2</sup>, sensibilità pari a 0,2 mm, precisione pari al 2% e temperatura di funzionamento da -20 a +50°C. Il loro trasduttore è meccanico e a contatto, formato da una vaschetta basculante divisa in due parti (come si può osservare dalla *figura 5.5*).

Il posizionamento dei pluviometri è stato vincolato alla presenza di strutture pubbliche che potessero ospitare tali strumenti e quindi la posizione non baricentrica rispetto al comprensorio è vincolata a tali esigenze.

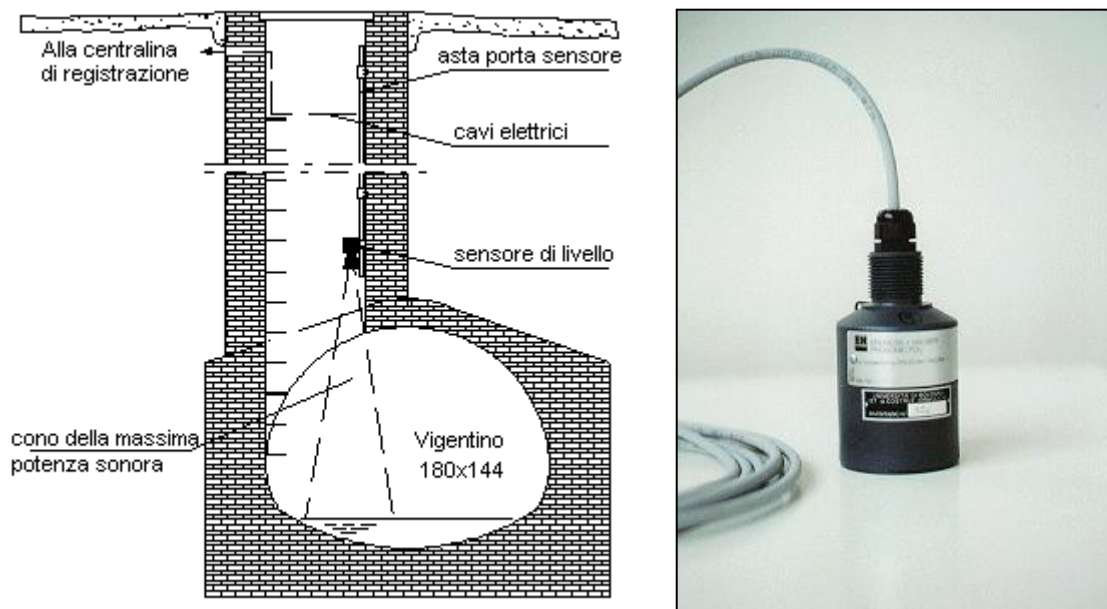


**Figura 5.5 – Foto di un pluviometro installato (P1) e del pluviometro aperto in cui si può osservare la bascula**

Per quanto riguarda la misura della portata, essa viene ricostruita a partire dal livello. La strumentazione attualmente presente sul bacino è costituita dai due misuratori di livello L2 ed L1; il primo, posto alla sezione di chiusura del bacino, sottende un'area pari a 40,71 ha, il secondo, posto più a monte, sottende un'area pari a 39,60 ha.

Tali strumenti, posizionati sul collettore terminale, a 150 metri l'uno dall'altro, sono collocati all'interno di pozzetti di ispezione di sezione quadrata di lato 70 cm. I misuratori sono stati posti a ridosso della parete più vicina all'asse del condotto, ad una distanza dal fondo di

circa due metri. I sensori sono ad ultrasuoni, di classe IP68, quindi resistenti ai fluidi corrosivi e completamente sommergibili. La precisione dello strumento è pari a 3 mm per distanze dal fondo misurate inferiori a 3 m.



**Figura 5.6 – Schema d'installazione del sensore di livello ad ultrasuoni e foto dello strumento**

I valori di portata vengono quindi dedotti dalle misure di livello dello strumento più a monte attraverso una scala di deflusso tarata direttamente sulla sezione fino a 70 cm dal fondo ed estesa a tutto il condotto adottando lo stesso coefficiente di scabrezza. Il misuratore posto più a valle permette di riconoscere quando si verifica un fenomeno di rigurgito significativo e quindi quando l'utilizzo della scala di deflusso per la conversione della lettura di livello in portata conduce a stime di portata caratterizzate da errori non più accettabili.

I dati rilevati dai misuratori di livello sono poi inviati ad un data-logger (*vedi figura 5.7*) per l'elaborazione del segnale. Tale apparecchio consente inoltre la visualizzazione in tempo reale della misura di livello per entrambi gli strumenti.

Tutte le misure così acquisite, sia di pioggia che di livello, vengono inviate ad una Unità Centrale di Memorizzazione che consente poi lo scarico delle stesse tramite un Personal Computer, collegato con un cavo seriale, o via Modem

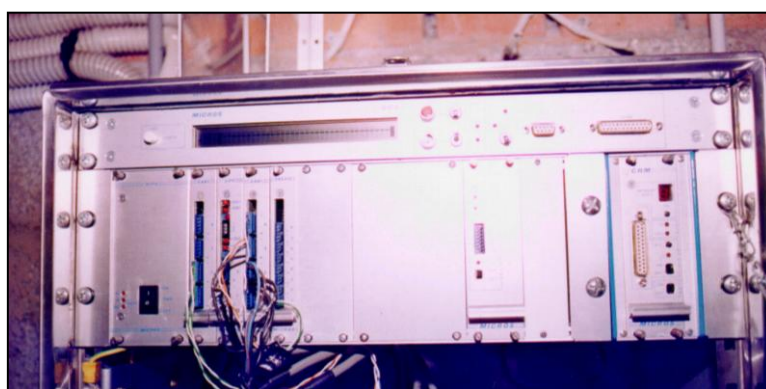
Sul condotto terminale della rete fognaria, in prossimità del misuratore di livello L1 è stato installato il campionatore automatico.



Per rendere operativo il sistema di campionamento automatico è stata installata all'interno del condotto di fognatura una piccola pompa esterna sommersa che preleva circa 1 l/s con 5 m di prevalenza. La pompa viene controllata dall'Unità Centrale del Sistema di Acquisizione Dati (figura 5.8) e viene attivata solamente quando piove ed il livello idrico nel condotto supera il livello soglia di 0,20 m, sufficiente a garantirne il corretto funzionamento. Negli ultimi due eventi registrati tale attivazione è stata compiuta con un livello pari a 0,07 m, in quanto è stata cambiata la tipologia di pompa per il prelievo dei liquami. Al posto della pompa in fognatura è stata infatti messa una pompa esterna che può attivarsi senza vincoli sul livello.

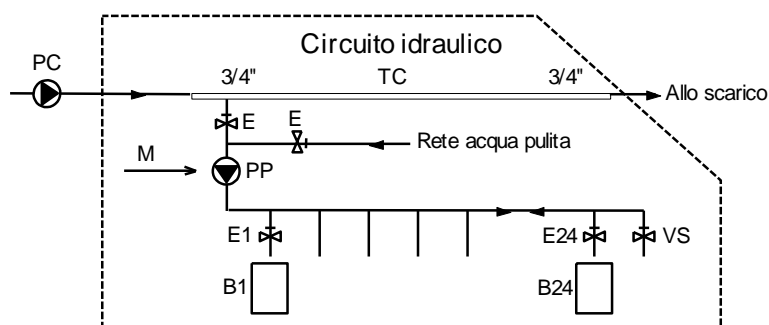


**Figura 5.7 – Data logger collegato ai misuratori di livello**



**Figura 5.8 – Vista dell'Unità Centrale del Sistema di Acquisizione Dati**

La pompa esterna rimane poi in funzione fino a quando il livello non scende al di sotto della soglia citata. La tubazione di mandata raggiunge il campionatore all'ingresso del quale è installata una piccola pompa peristaltica che ne controlla i circuiti interni come pure il riempimento delle bottiglie di campionamento. Il circuito di lavaggio dei condotti entra in funzione ad intervalli temporali regolari al di fuori dei periodi di funzionamento della pompa esterna per impedire che si formino intasamenti ed ostruzioni nei circuiti interni del campionatore.



**Figura 5.9 – Schema idraulico del campionatore**

PC	pompa di circolazione esterna
PP	pompa peristaltica
E	elettrovalvole
VS	valvola sfiato e scarico
M	misura esterna
B	bottiglie
TC	tubo circolazione prelievo



**Figura 5.10 – Campionatore frigorifero a 24 bottiglie**

La portata prelevata dalla pompa esterna in sovrappiù rispetto a quella che può essere utilizzata dalla pompa peristaltica viene fatta ritornare al condotto di fognatura. Nella *figura 5.9* si è riportato lo schema idraulico del campionatore.

Il campionatore (*figura 5.10*) è di tipo frigorifero con mantenimento della temperatura a 4 °C ed ospita 24 bottiglie in plastica da 1 litro cadauna. Il riempimento di una bottiglia da 1 litro avviene in circa 30 s. E' possibile programmare via software il tempo di funzionamento della pompa peristaltica ed il numero di bottiglie che devono essere riempite ad ogni campionamento, per disporre del volume liquido necessario per la determinazione dei parametri chimico-fisici di interesse.

## 5.2 CALIBRAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

Ogni modello, dal più semplice al più sofisticato, riesce a fornire risultati soddisfacenti, cioè in buon accordo con eventuali, dati registrati, se si adottano nelle procedure di calcolo appropriati valori dei parametri. Accade spesso, inoltre, che la risposta del bacino sia di tipo non lineare e, quindi, che i valori dei parametri che forniscono le ricostruzioni con scarti minori tra grandezze misurate e simulate siano diversi da evento a evento. A queste incertezze si deve aggiungere che non sempre i parametri dei modelli riescono a conservare il significato fisico a essi direttamente legato, sicché spesso si finisce per attribuire agli stessi parametri l'intera incertezza di carattere idrologico e idraulico della modellizzazione adottata. In tal modo l'utente del modello, non riconoscendo più in maniera inequivocabile il significato dei parametri e, quindi, il più credibile valore da attribuire agli stessi all'interno di una prefissata fascia, rischia di effettuare simulazioni poco corrette e pervenire a risultati tutt'altro che affidabili. Non sempre si riesce a disporre di misure riferite al bacino in cui si sta operando: in queste circostanze è opportuno usare modelli già tarati e, inoltre, utilizzare quei valori dei parametri tarati in condizioni simili a quelle che si hanno nel caso in esame. L'affidabilità delle previsioni di progetto ottenute con i modelli si consegue, pertanto, attraverso la taratura, o calibrazione, e la successiva verifica, o validazione, degli stessi. Calibrazione e verifica sono due fasi distinte, anche quando vengano condotte con le stesse modalità. Attraverso la calibrazione si ricercano i valori dei parametri che assicurino, nel complesso, un buon accordo fra le portate e i volumi registrati e le analoghe grandezze ottenute tramite le simulazioni dei modelli, con riferimento a un ben individuato campione di eventi afflussi deflussi disponibili. Con la verifica ci si prefigge, invece, l'obiettivo di valutare le prestazioni del modello con gli stessi valori dei parametri ma con un campione di eventi diverso da quello adoperato in fase di calibrazione. Anche quando si disponesse di affidabili dati sperimentali, la calibrazione e la verifica possono non fornire risultati utilizzabili con sicurezza per il progetto: gli eventi a base di calcolo, infatti, hanno spesso tempi di ritorno più elevati di quelli degli eventi disponibili, per cui i valori dei parametri potrebbero non essere appropriati per le ricostruzioni significative a scopi progettuali. Uno stesso modello può essere adoperato a scopi diversi [Yen, 1986]: per predizione, per calibrazione, per verifica, per analisi di sensibilità. La calibrazione consta di più passi [Rao-Han, 1987]. Il primo è la scelta dei parametri, dipendente dalla struttura del modello adoperato e da considerazioni legate all'opportunità di limitare il numero dei parametri da tarare, escludendo quelli rispetto ai quali il modello è poco sensibile. L'analisi di sensibilità o di sensitività consiste

nell'accertare l'incidenza della variazione di ciascun parametro del modello sul risultato finale; essa è molto utile proprio nei casi in cui non si disponga di casi sperimentali di confronto e si voglia trasferire l'uso del modello a casi diversi da quelli per i quali esso è stato tarato. Per consentire l'uso dei modelli anche ai non esperti di idrologia è opportuno che i parametri conservino sempre un qualche significato fisico. Il secondo passo consiste nella scelta di un criterio di valutazione che può essere di tipo euristico ovvero conseguire alla definizione di una determinata funzione obiettivo. Con i criteri euristici la valutazione della bontà delle prestazioni del modello si basa su un giudizio pseudo - oggettivo dell'utente, che confronta, a seconda dello scopo per cui viene adoperato il modello, portate al colmo registrate e simulate, volumi dell'evento di piena tempi di occorrenza della portata al colmo. Giudizi più oggettivi si ottengono facendo statistiche dei rapporti fra volumi o portate osservati e i corrispondenti valori simulati. Ovviamente, si adotteranno quei parametri che hanno fornito valori di detti rapporti prossimi all'unità. In maniera ancora più oggettiva la calibrazione si effettua ricorrendo al calcolo basato sulle funzioni obiettivo O.F., che costituiscono uno strumento cui si ricorre quando l'informazione sperimentale disponibile è affidabile e quantitativamente consistente. Quando si adotti il metodo della O.F., la taratura richiede un ulteriore passo, consistente nella scelta del metodo di ottimizzazione e, eventualmente, del criterio di convergenza. Una volta che il modello sia stato calibrato, si possono usare le stesse funzioni di ottimizzazione per la validazione: in questa fase, in modo più appropriato, esse vengono definite funzioni d'errore. L'errore soglia che si vuole conseguire si può fissare pari a zero o a un valore comunque basso: quanto più la funzione errore è prossima a detta soglia, tanto più la verifica fornisce risultati soddisfacenti.



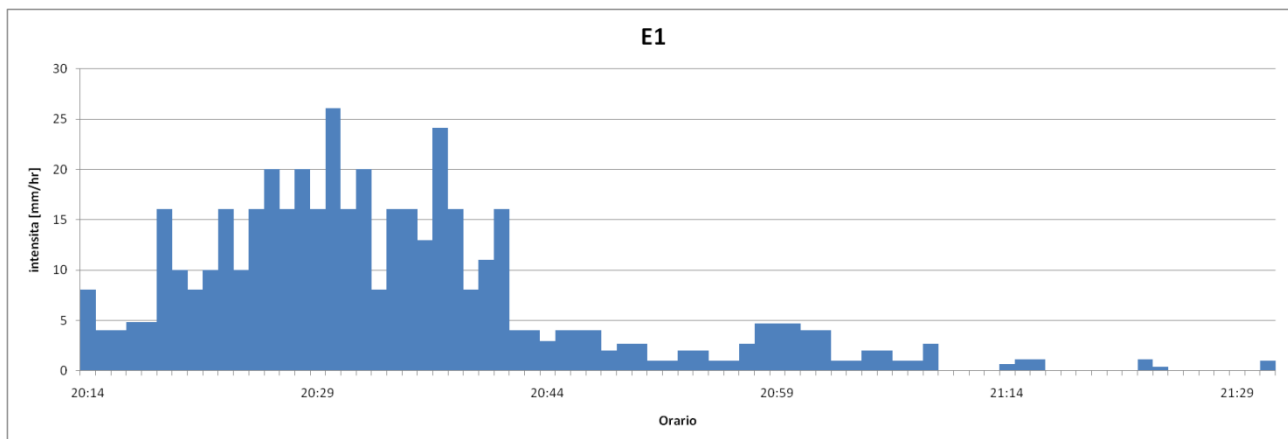
### 5.2.1 Lo scopo delle simulazioni

Dopo aver riscontrato l'esito positivo della validazione della rete, si è proceduto all'esecuzione delle simulazioni avendo a disposizione una serie di 12 eventi reali (*E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7, E8, E9, E10, E12, E13*) e alla ricerca della corrispondenza dei dati realmente misurati nei collettori con quelli ipotizzati dal programma in base ai dati inseriti in precedenza.

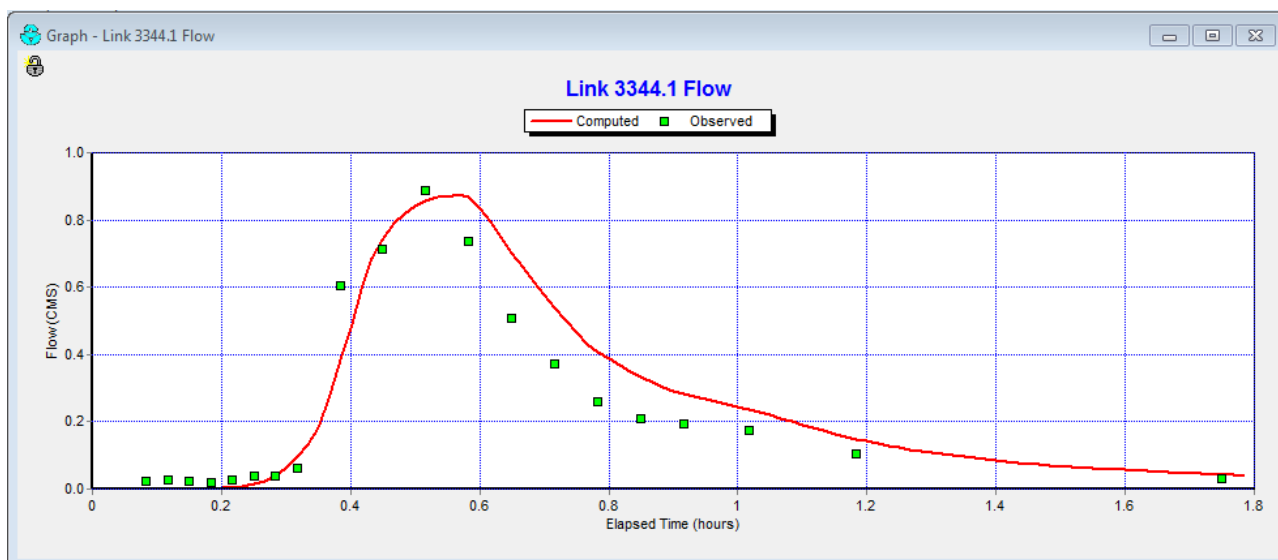
Nello specifico, la taratura e la calibrazione sono servite per vedere se il modello inserito in SWMM rispecchiasse fedelmente la realtà; per avere prova di questo si sono dovuti confrontare i dati simulati dal modello (più precisamente i livelli in fognatura nel collettore strumentato nominato *3344.1* da SWMM) con i livelli misurati realmente dal sensore di livello (*vedi cap 5.1.1*) inserito nel collettore finale. Di seguito vengono proposti i grafici relativi allo ietogramma e all'idrogramma di piena già calibrati per ogni specifico evento analizzato (dove la linea rossa corrisponde ai dati calcolati da SWMM mentre i quadratini verdi descrivono i valori misurati realmente). Inoltre vengono tabulati i valori medi dei parametri calibrati sempre per ogni singolo evento dove :

- *N-Imperv*: coefficiente di Manning delle aree impermeabili;
- *N-Perv*: coefficiente di Manning delle permeabili;
- *S-Perv*: pendenza area permeabile;
- *S-Imperv*: pendenza zone impermeabili;
- *Slope*: pendenza del sottobacino.

Evento E1 del 25/04/1994, ora inizio precipitazione 20:14



**Figura 5.11 – Ietogramma relativo all'evento E1**

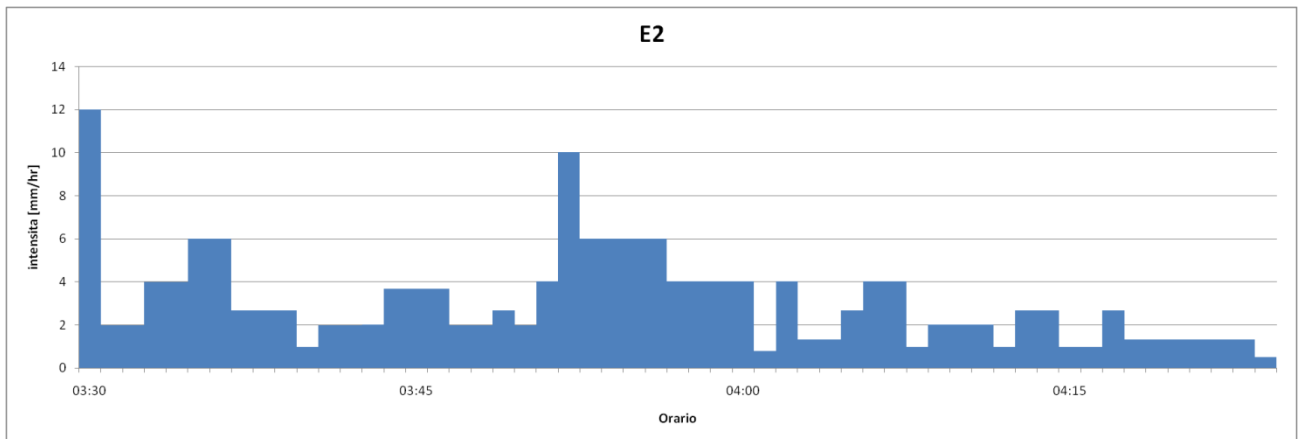


**Figura 5.12 – Idrogramma relativo all'evento E1**

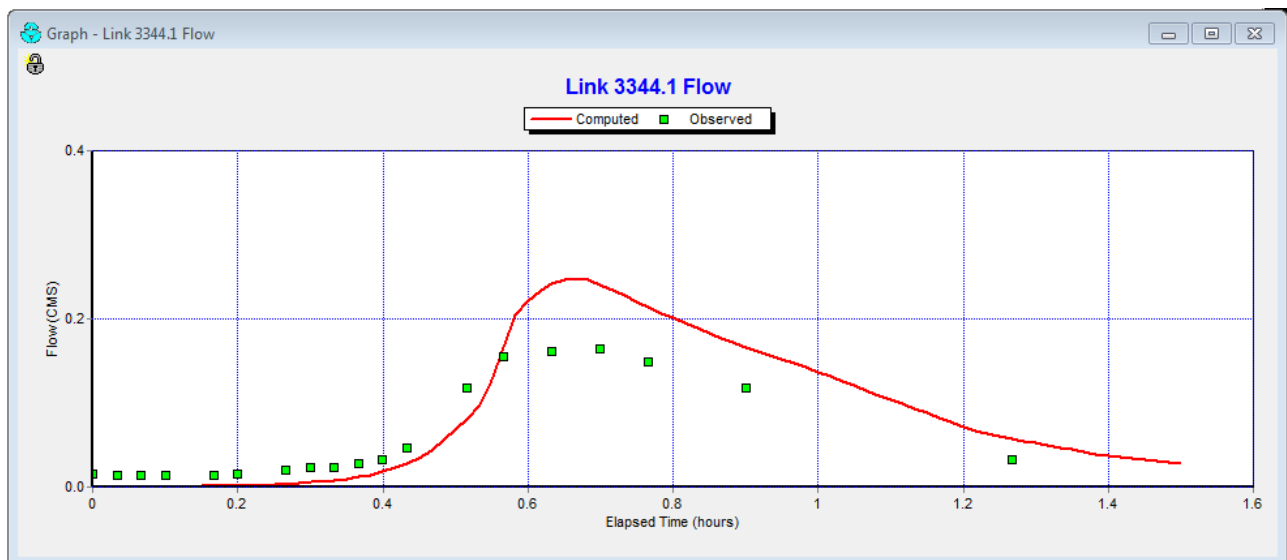
N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.09	0.9	4.04242	1.042712	74.853

**Tabella 5.1 – Parametri calibrati dell'evento E1**

Evento E2 del 02/05/1994, ora inizio precipitazione 03:30



**Figura 5.13 – Ietogramma relativo all'evento E2**



**Figura 5.14 – Idrogramma relativo all'evento E2**

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.09	0.9	4.04242	1.042712	74.853

**Tabella 5.2 – Parametri calibrati dell'evento E2**

Evento E3 del 21/09/1994, ora inizio precipitazione 22:30

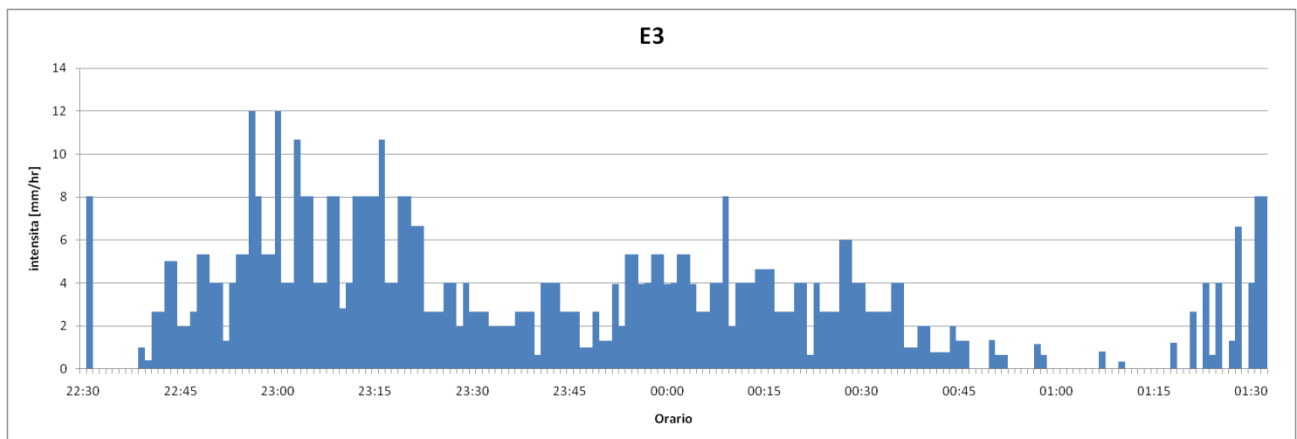


Figura 5.15 – Ietogramma relativo all'evento E3

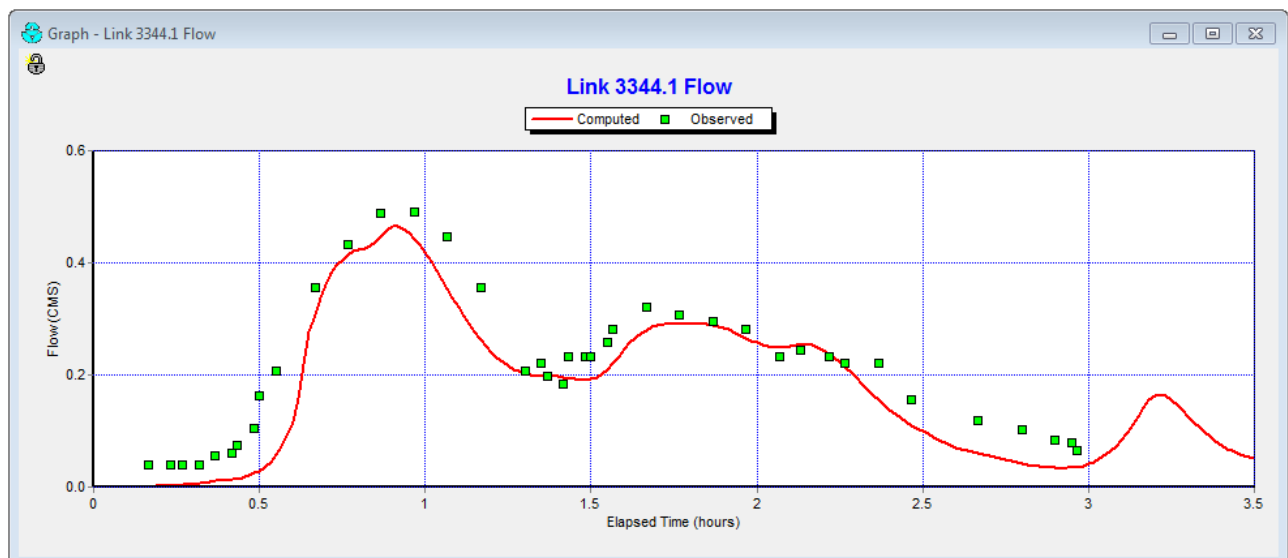
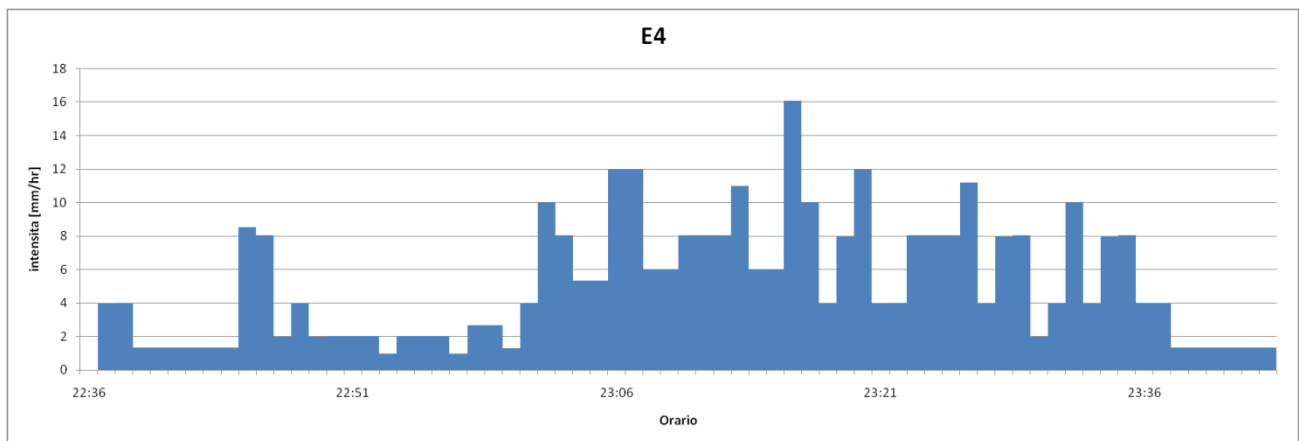


Figura 5.16 - Idrogramma relativo all'evento E3

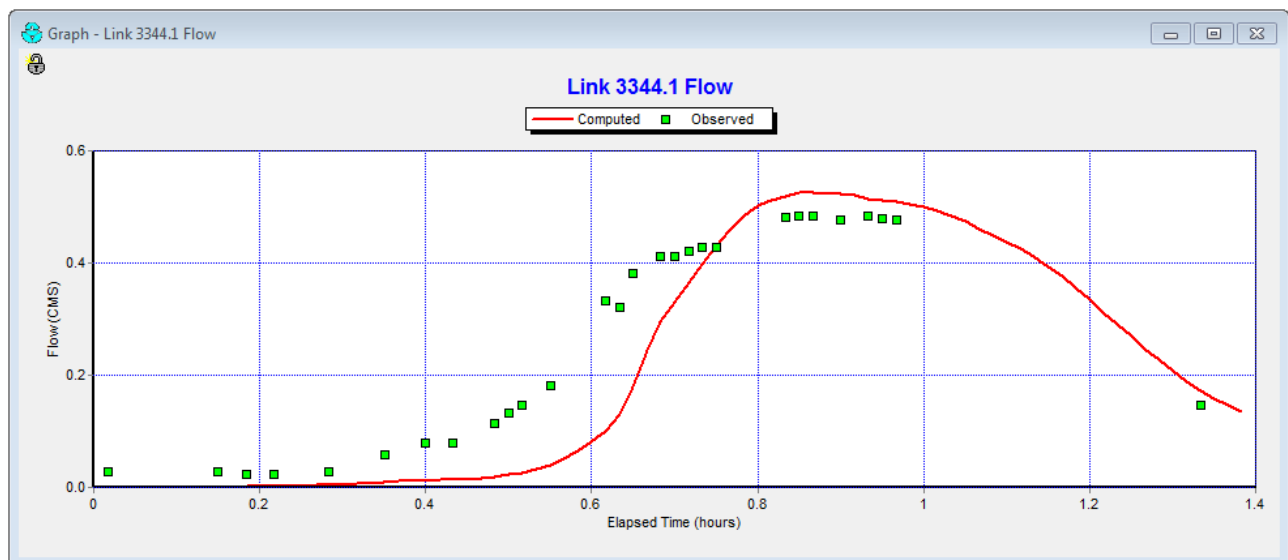
N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.015	0.15	4.04242	1.042712	85.546

Tabella 5.3 – Parametri calibrati dell'evento E3

Evento E4 del 23/10/1994, ora inizio precipitazione 22:36



**Figura 5.17 – Ietogramma relativo all'evento E4**



**Figura 5.18 – Idrogramma relativo all'evento E4**

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.03	0.3	4.04242	1.042712	51.154

**Tabella 5.4 – Parametri calibrati dell'evento E4**

Evento E5 del 28/10/1994, ora inizio precipitazione 14:22

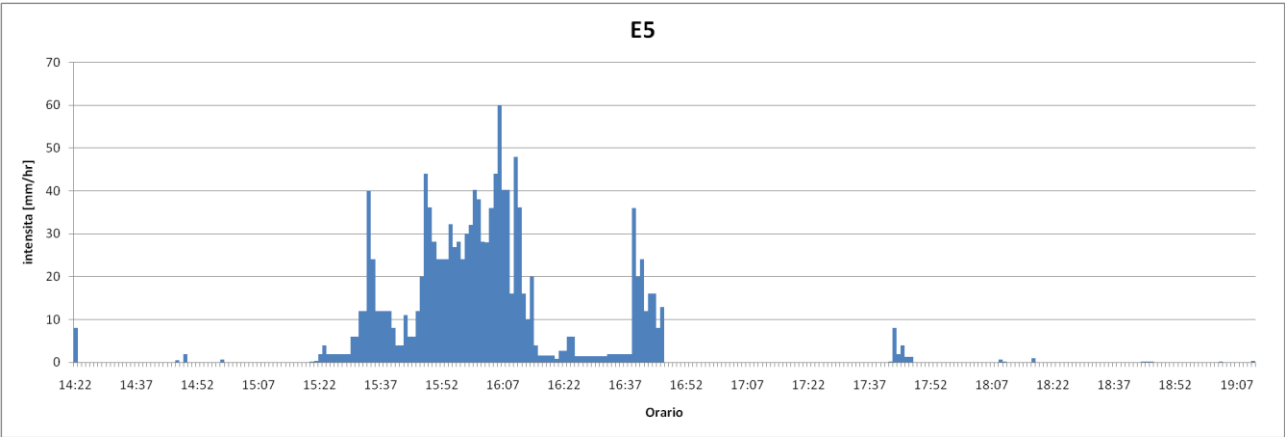


Figura 5.19 – Ietogramma relativo all’evento E5

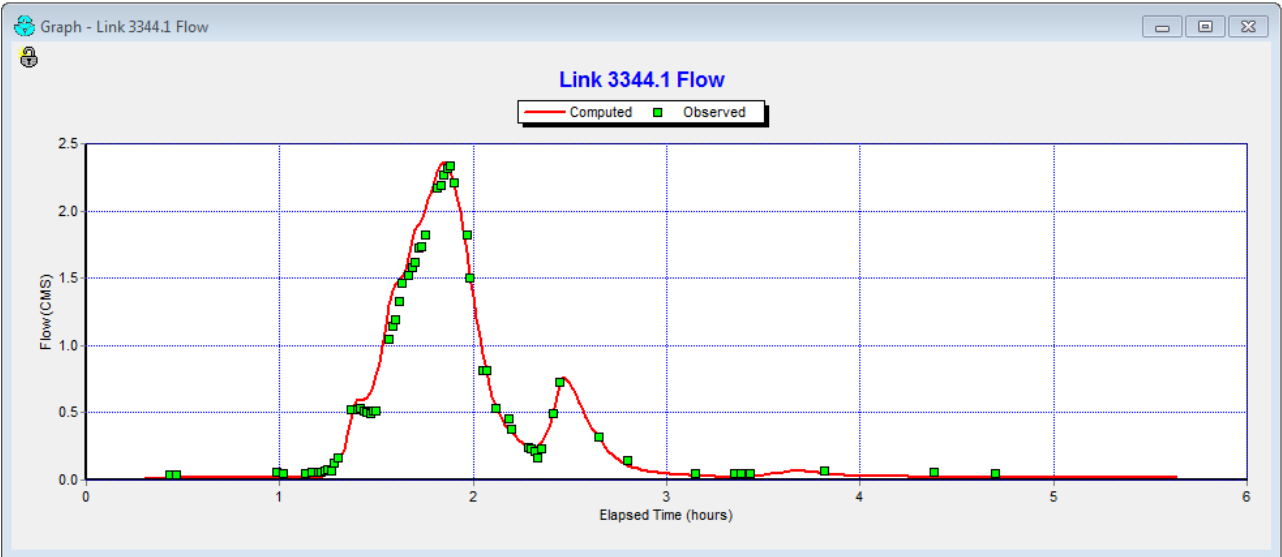


Figura 5.20 – Idrogramma relativo all’evento E5

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.015	0.3	4.04242	1.042712	51.154

Tabella 5.5 – Parametri calibrati dell’evento E5



Evento E6 del 23/06/1995, ora inizio precipitazione 04:22

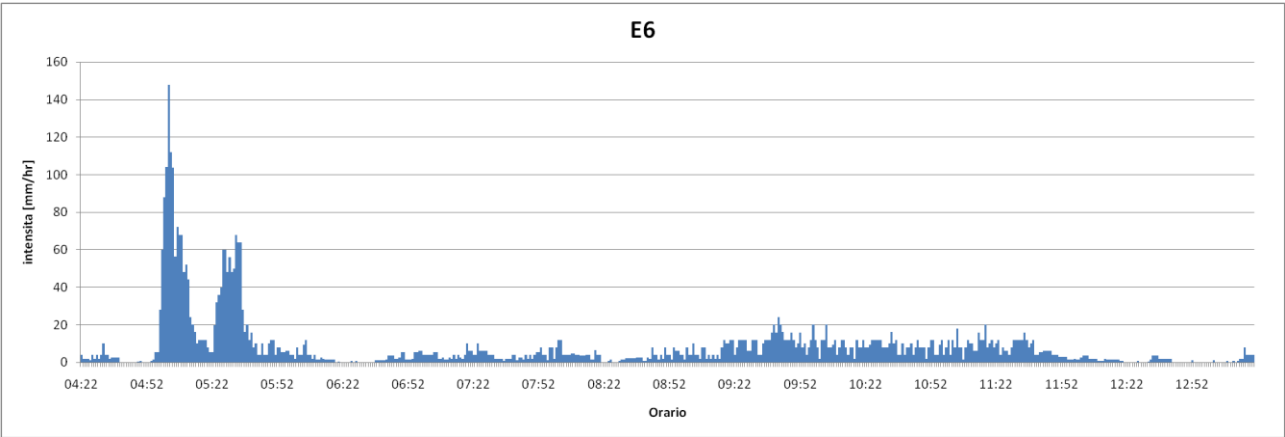


Figura 5.21 – Ietogramma relativo all’evento E6

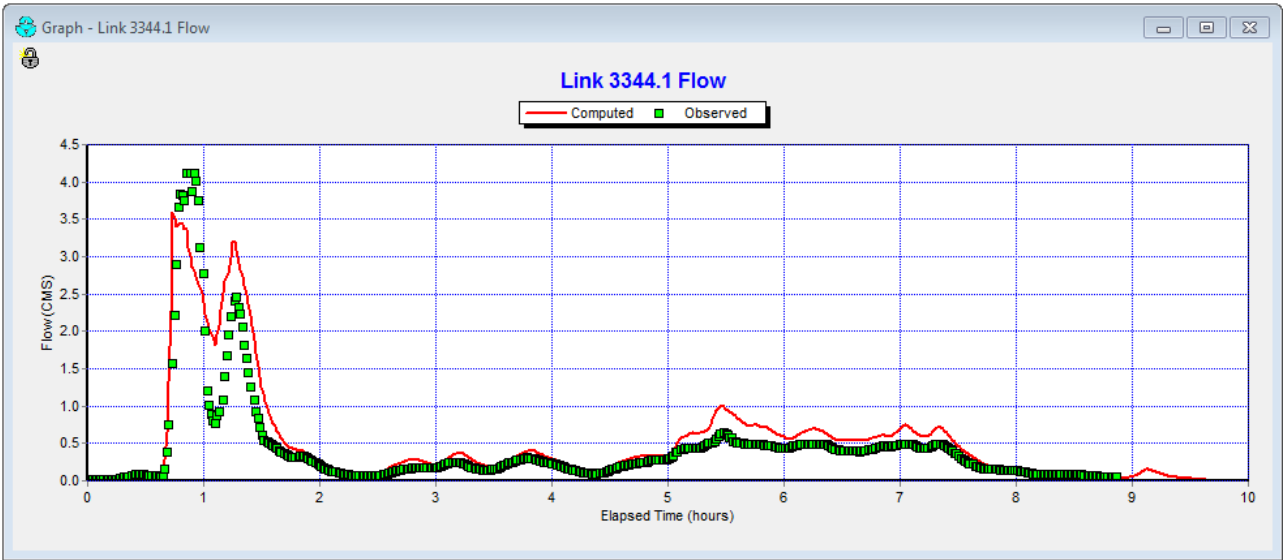
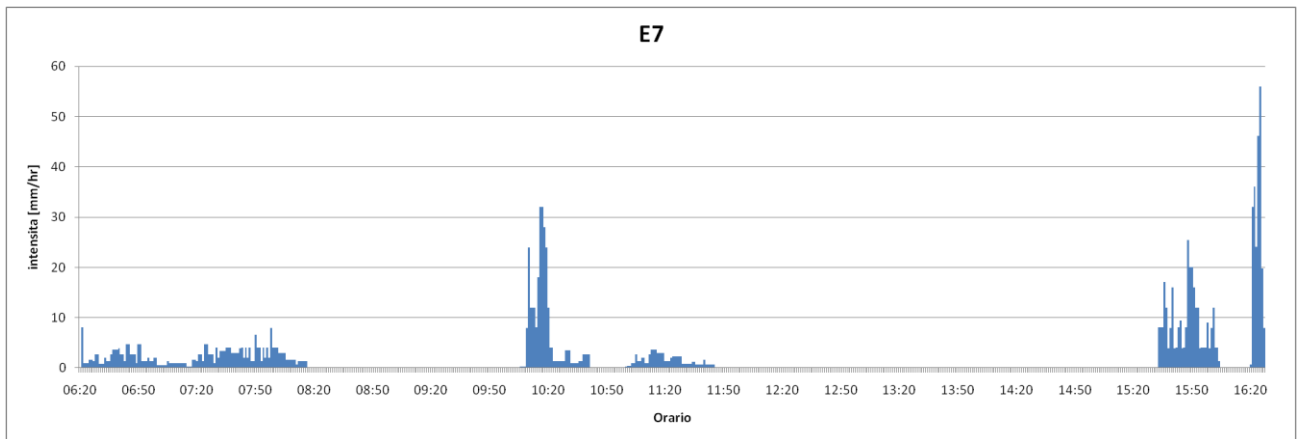


Figura 5.22 – Idrogramma relativo all’evento E6

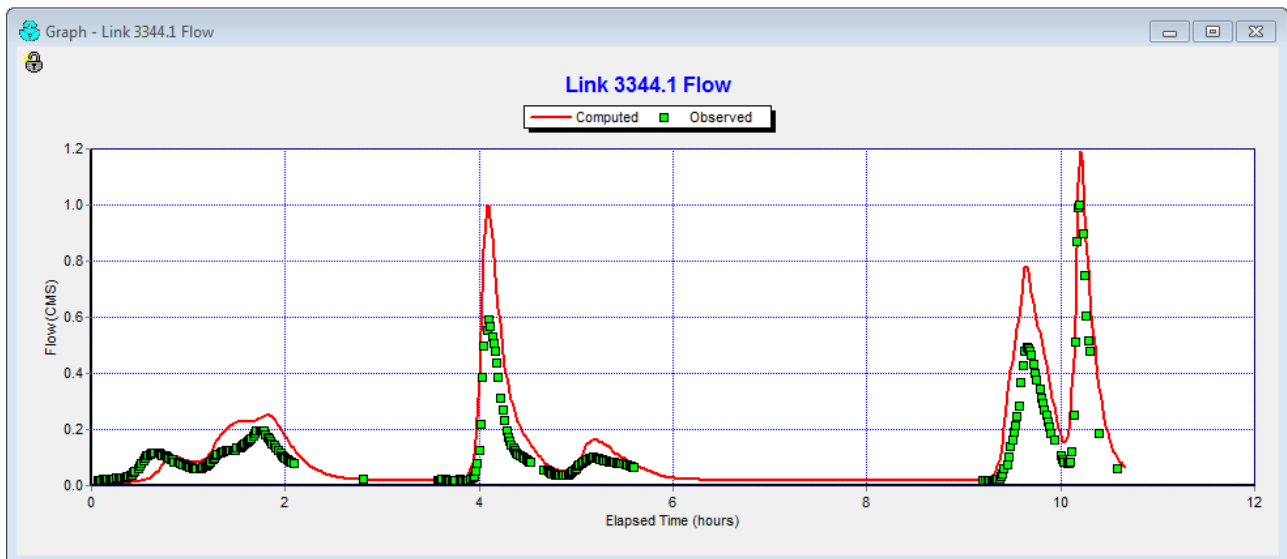
N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.003	0.03	4.04242	1.042712	53.466

Tabella 5.6 – Parametri calibrati dell’evento E6

Evento E7 del 13/09/1995, ora inizio precipitazione 06:20



**Figura 5.23 – Ietogramma relativo all'evento E7**



**Figura 5.24 – Idrogramma relativo all'evento E7**

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.015	0.15	4.04242	1.042712	32.080

**Tabella 5.7 – Parametri calibrati dell'evento E7**

Evento E8 del 13/11/1995, ora inizio precipitazione 16:57

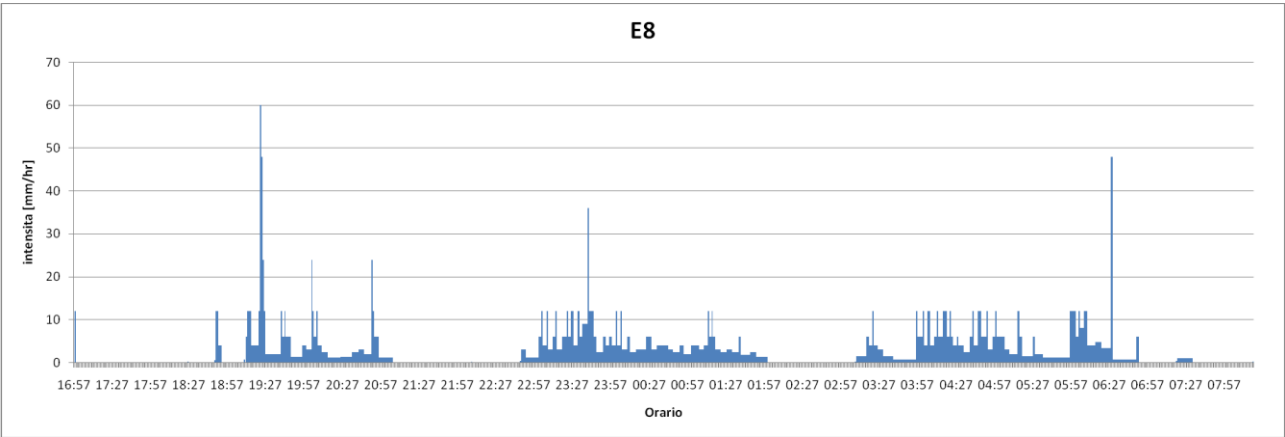


Figura 5.25 – Ietogramma relativo all’evento E8

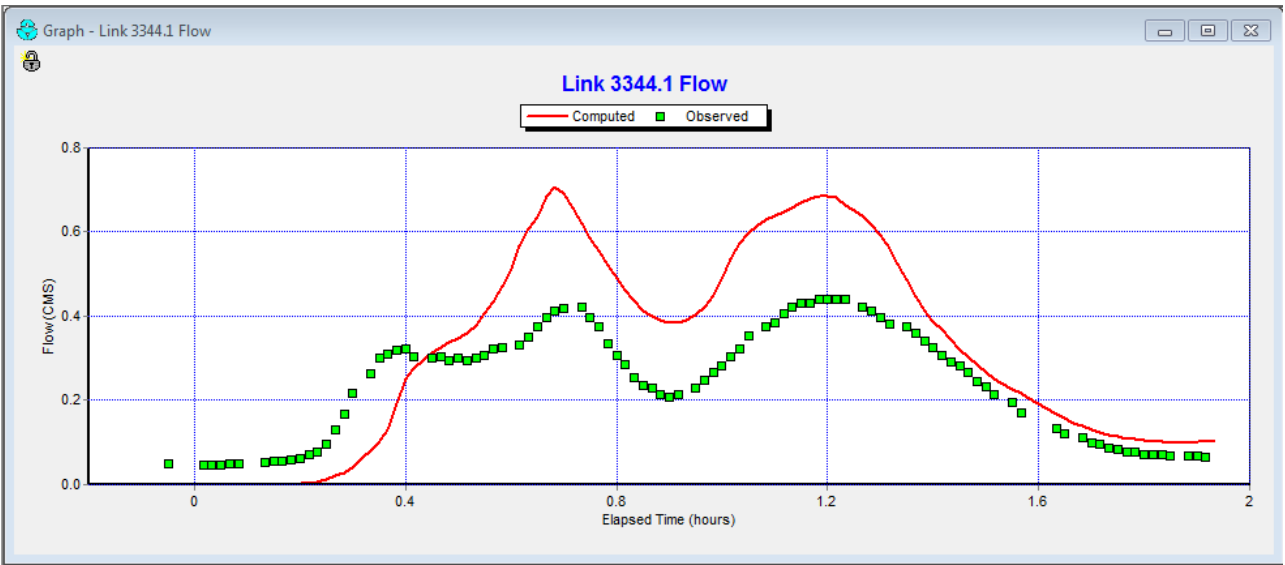


Figura 5.26 – Idrogramma relativo all’evento E8

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.045	1.5	4.04242	1.042712	5.347

Tabella 5.8 – Parametri calibrati dell’evento E8

Evento E9 del 20/02/1996, ora inizio precipitazione 20:04

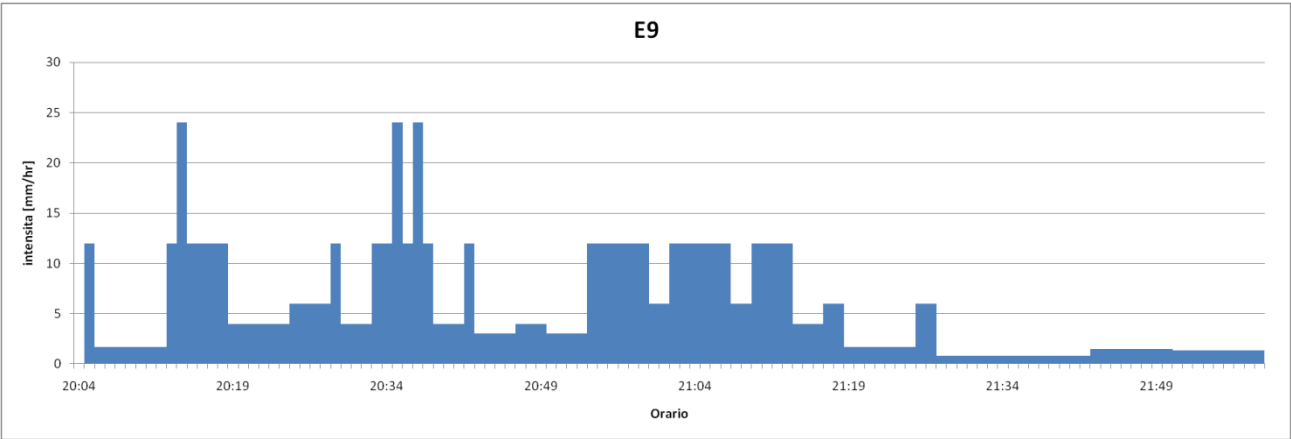


Figura 5.27 – Ietogramma relativo all’evento E9

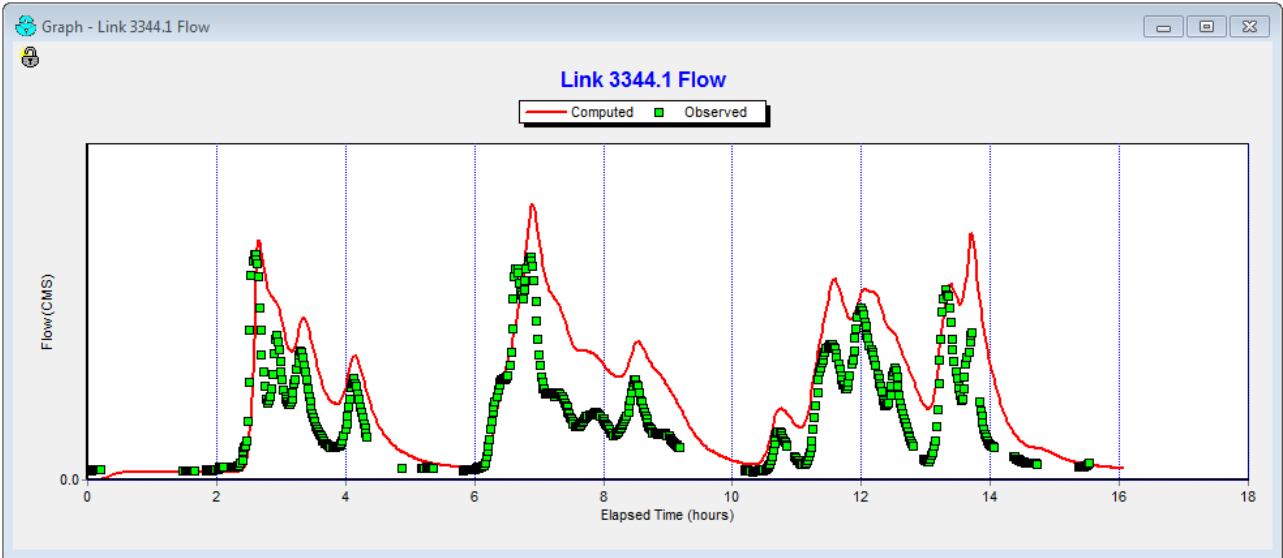


Figura 5.28 – Idrogramma relativo all’evento E9

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.00003	0.00003	4.04242	1.042712	0.021

Tabella 5.9 – Parametri calibrati dell’evento E9

Evento E10 del 02/04/1996, ora inizio precipitazione 03:05

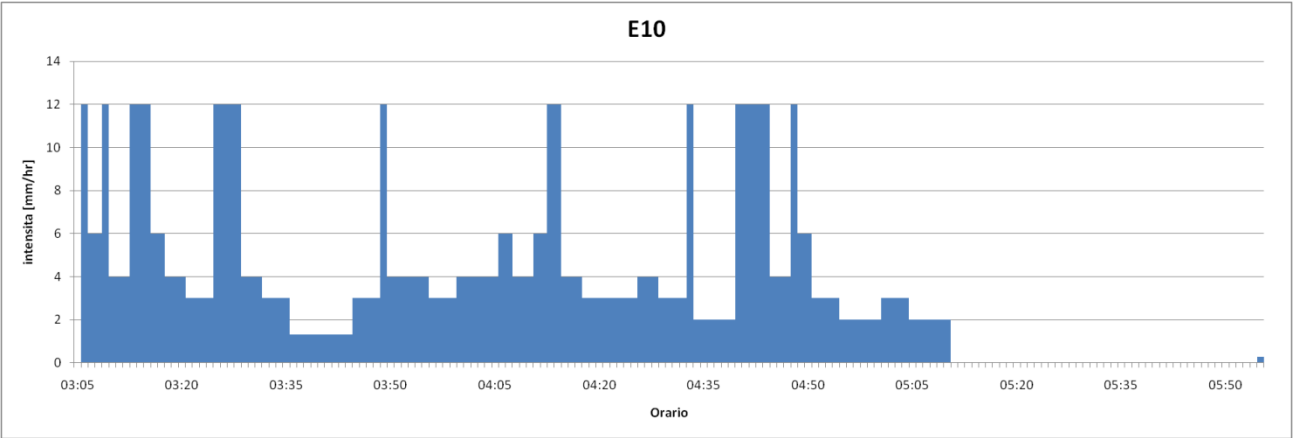


Figura 5.29 – Ietogramma relativo all’evento E10

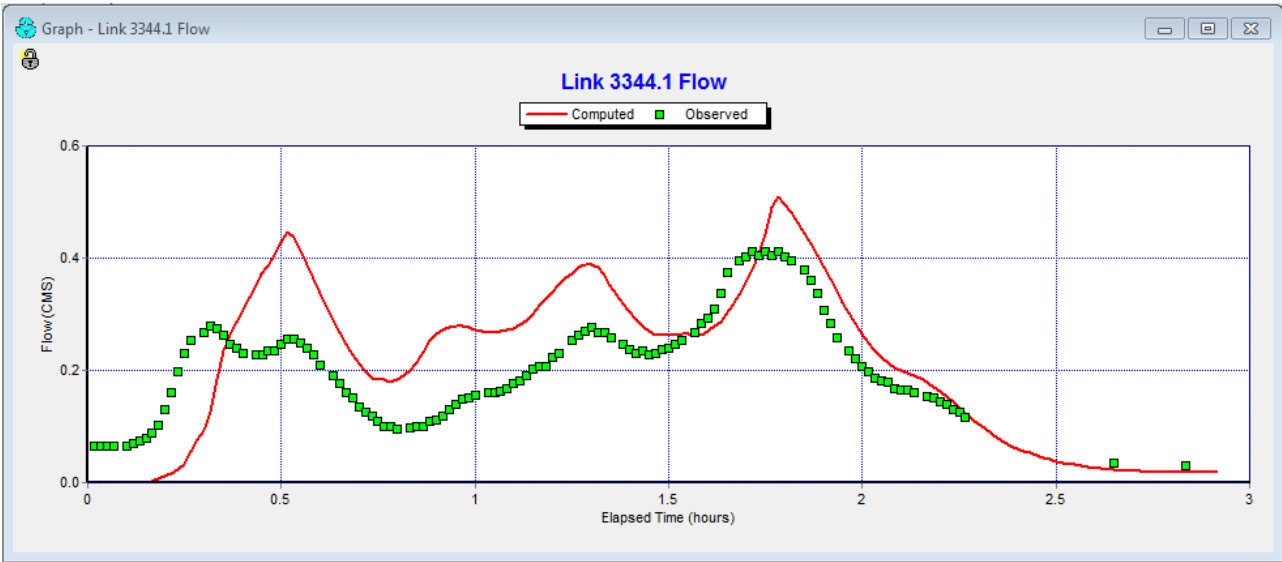


Figura 5.30 – Idrogramma relativo all’evento E10

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.00003	0.0003	4.04242	1.042712	0.011

Tabella 5.10 – Parametri calibrati dell’evento E10

Evento E12 del 06/08/1997, ora inizio precipitazione 15:59

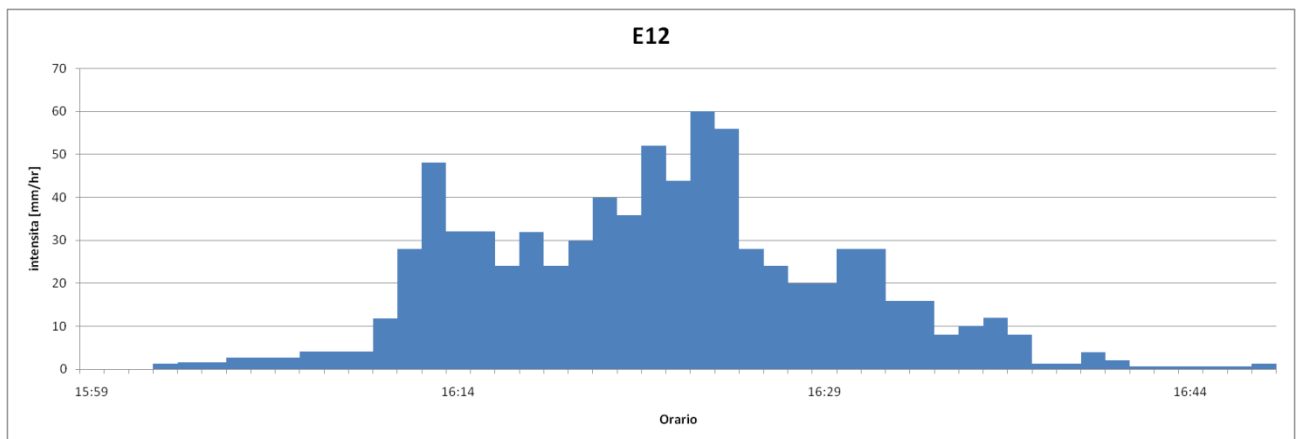


Figura 5.31 – Ietogramma relativo all'evento E12

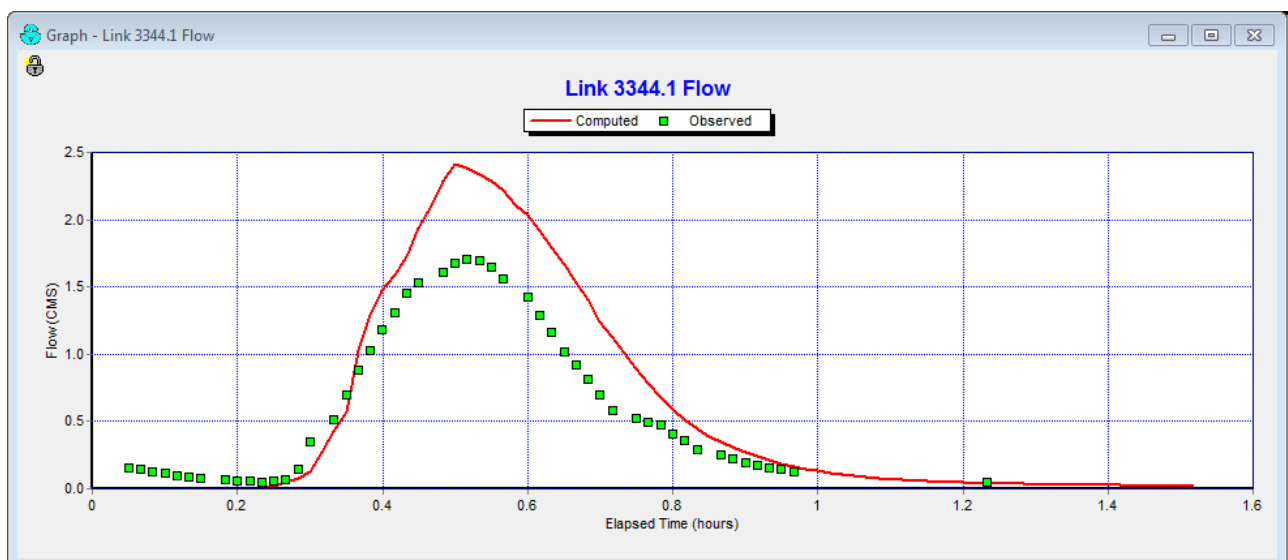


Figura 5.32 – Idrogramma relativo all'evento E12

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.0003	0.003	4.04242	1.042712	1.069

Tabella 5.11 – Parametri calibrati dell'evento E12



Evento E13 del 21/08/1997, ora inizio precipitazione 11:59

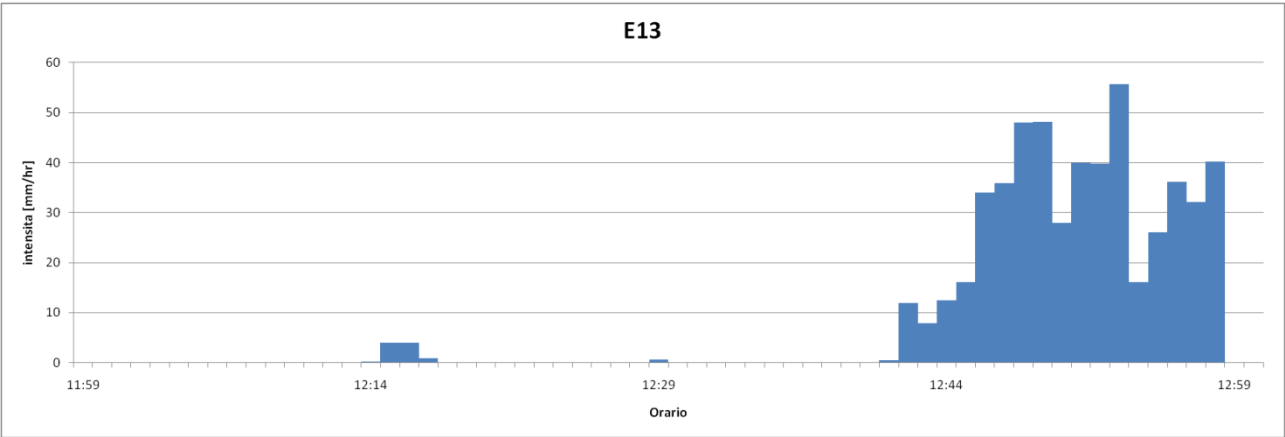


Figura 5.33 – Ietogramma relativo all’evento E13

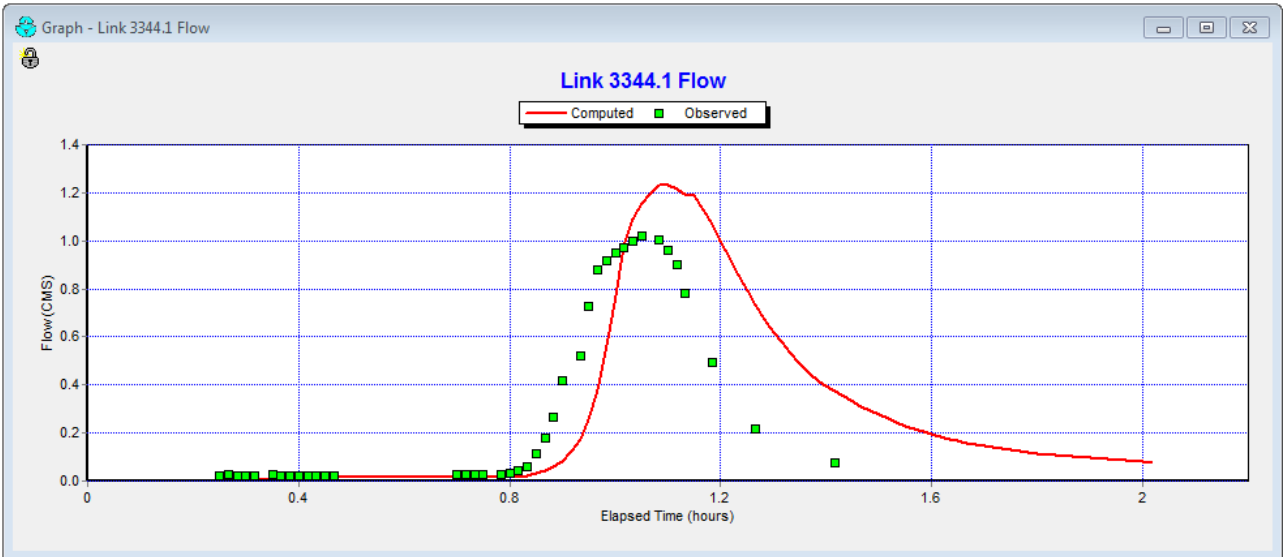


Figura 5.34 – Idrogramma relativo all’evento E13

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.021	0.21	4.04242	1.042712	0.535

Tabella 5.12 – Parametri calibrati dell’evento E13

Facendo una media di tutti parametri calibrati sui 12 eventi si ottiene:

N-Inperv	N-Perv	S-Perv	S-Imperv	Slope
0.02078	0.3078	4.04242	1.042712	32.2763

**Tabella 5.13 – Media dei parametri calibrati**

che sono i parametri idonei che verranno inseriti per la simulazione dell'area Marcar di Rimini.

Essendo parametri relativi al modello in SWMM possono essere inseriti senza causare grossi errori numerici anche per una simulazione in un'area diversa.

## 6 AREA MARCAR

### 6.1 INTRODUZIONE

L'area denominata Marcar presa ora in considerazione è un quartiere dismesso di Rimini sud con un'estensione di quasi 3 ettari delimitato dalla via Flaminia a nord-est e dalla via Musiani a sud-est.

E' una zona dove è prevista una nuova urbanizzazione a ridosso dei parcheggi del concessionario di auto Marcar posizionata nella scheda 13/14 del PRG vigente nella provincia di Rimini (vedi figura 6.2).



Figura 6.1 – Area Marcar da Google Maps [<http://maps.google.it/>]

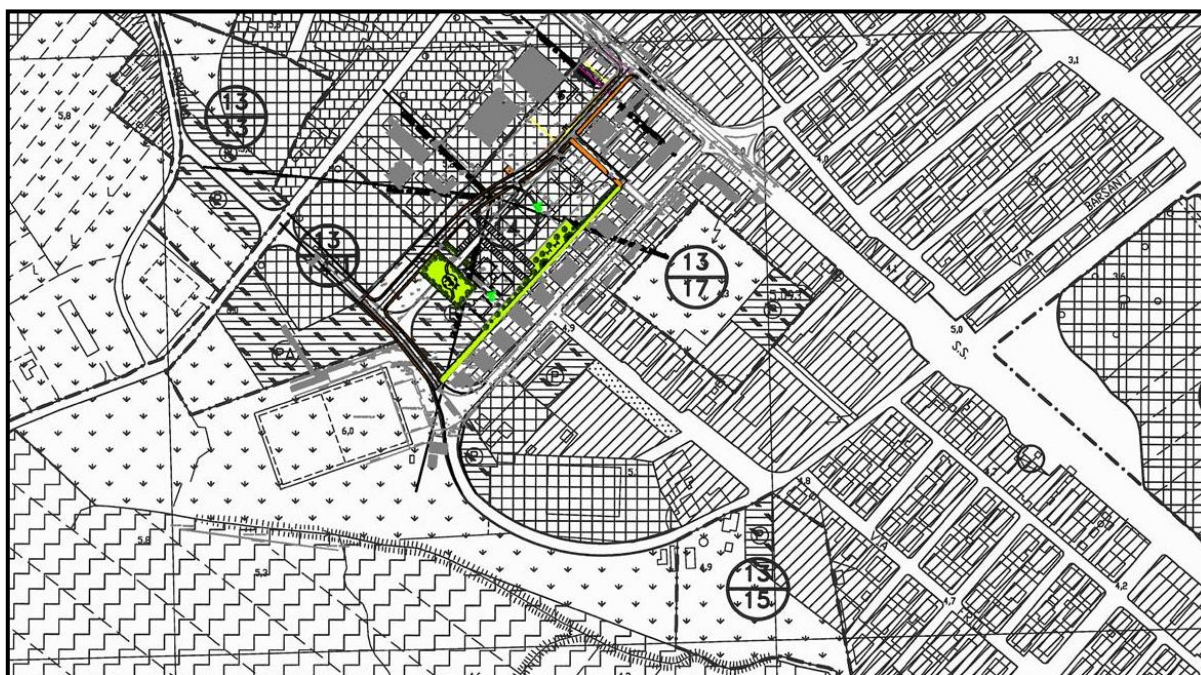










Figura 6.2 – Area 13/14 del PRG di Rimini



	Perimetro area: 22686 mq
	Superficie fondiaria: 8730 mq
	Parcheggi pubblici: 1327 mq
	Verde pubblico: 2599 mq
	Superstandard parcheggi: 4728 mq
	Viabilità: 4664 mq
	Pista ciclabile
	Superstandard verde: 1519 mq

A servizio del bacino è prevista una rete di drenaggio urbana di tipo SEPARATO che drena una superficie di 23602 mq di cui il 30% permeabile (area destinata al verde pubblico).

Essendo in prossimità del mare la pendenza generale del bacino è dello 0%, le quote del terreno si aggirano su 0 m s.l.m. e per i rami della fognatura si è scelta una pendenza minima del 2‰.

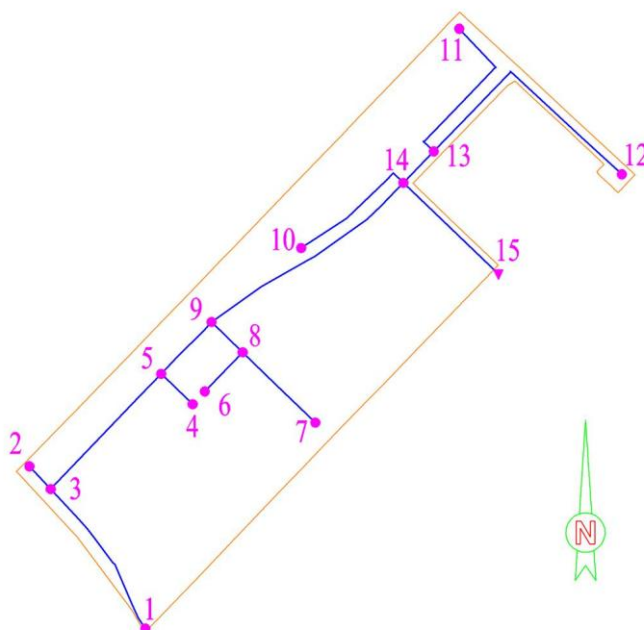
Facendo un dimensionamento di massima della rete attraverso il metodo cinematico si raggiungono i seguenti diametri di progetto (*tabella 6.2*)

Rami	L [m]	i [m/m]	Dint[mm]	Materiale
1 --> 3	77	0.02	302.6	PVC
2 --> 3	14.31	0.02	302.6	PVC
3 --> 5	74.23	0.02	302.6	PVC
4 --> 5	20.08	0.02	302.6	PVC
5 --> 9	33.14	0.02	384.2	PVC
6 --> 8	24.65	0.02	302.6	PVC
7 --> 8	46.39	0.02	302.6	PVC
8 --> 9	19.15	0.02	302.6	PVC
9 --> 14	108.28	0.02	480.4	PVC
10 --> 14	60.05	0.02	302.6	PVC
11 --> 13	31.4	0.02	240.2	PVC
12 --> 13	25.03	0.02	153.6	PVC
13 --> 14	20.08	0.02	302.6	PVC
14 --> 15	57.57	0.02	605.4	PVC

**Tabella 6.1 – Caratteristica condotte della rete fognaria**

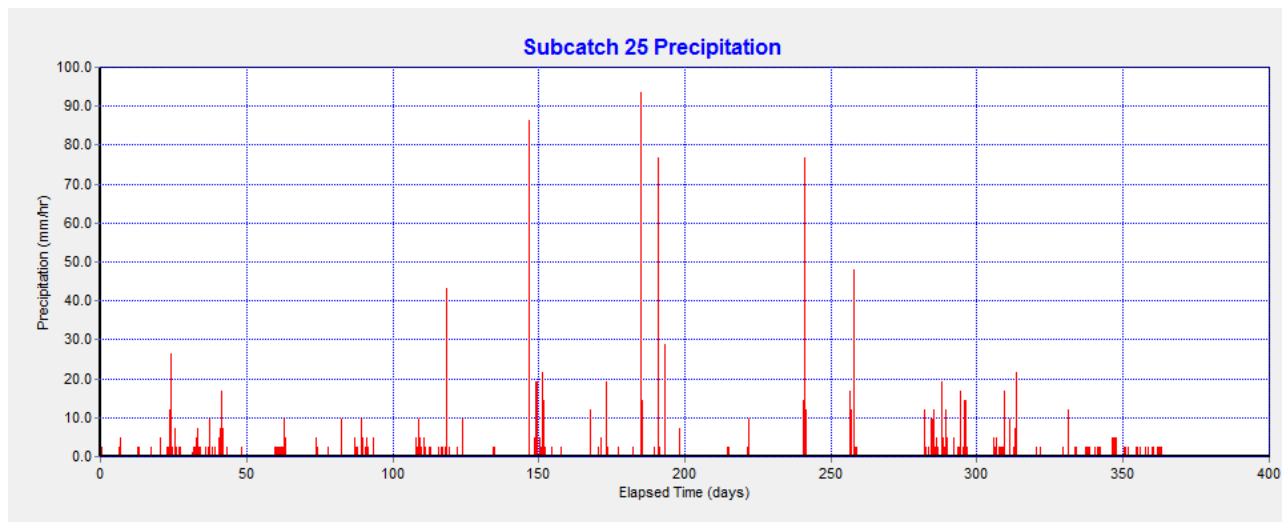
## 6.2 SIMULAZIONI AREA MARCAR CON SWMM 5.0

Avendo a disposizione la planimetria (*figura 6.4*) e le caratteristiche delle tubazioni si è proceduto con l'inserimento della rete all'interno del software SWMM 5.0.



**Figura 6.4 – Schema della rete di drenaggio**

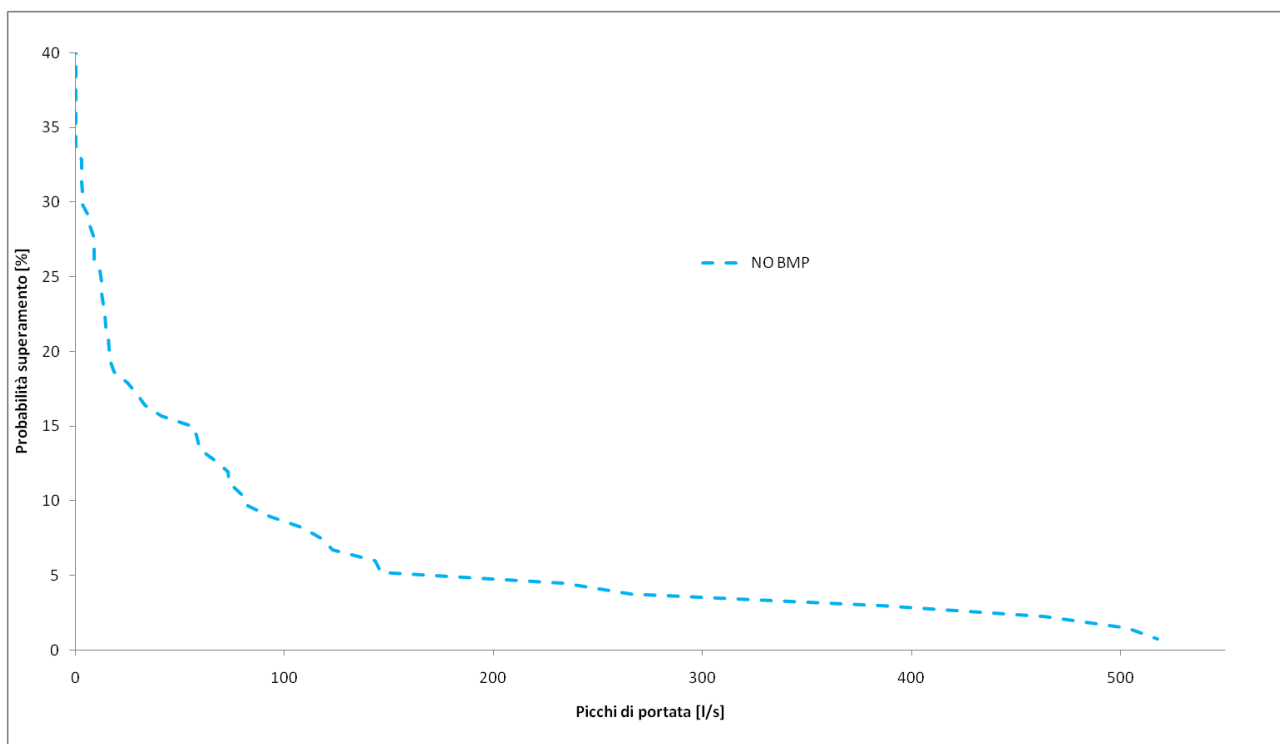
Si ha disposizione inoltre per la simulazione un dato annuale di altezze di pioggia che rappresenta tutte le precipitazioni avvenute a Rimini nell'intero anno 2009 (*vedi figura 6.5*).



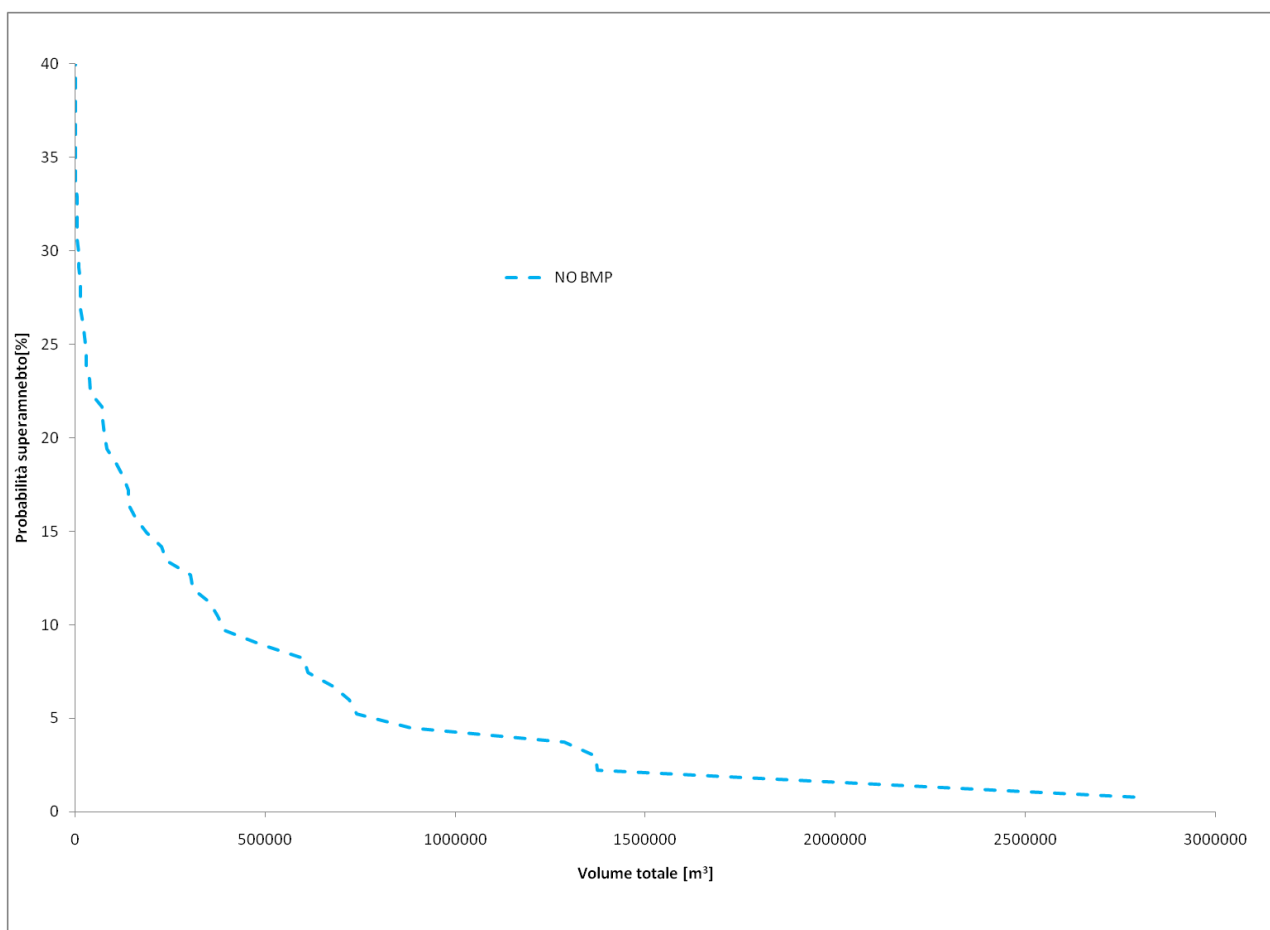
**Figura 6.5 – Pioggia annuale del 2009 [SWMM 5.0]**

Costruita quindi la rete all'interno di SWMM si è inserito come dato di pioggia in ingresso la pioggia del 2009 caduta su Rimini.





**Figura 6.6 – Picchi di portata annuali in uscita dal collettore finale**



**Figura 6.7 – Volumi annui invasati nel collettore finale**

Sono state fatte diverse simulazioni sempre con lo stesso dato di pioggia andando a modificare invece quelli che sono le caratteristiche dei vari sottobacini.

La prima simulazione ha considerato l'area Marcar divisa in sottobacini le cui caratteristiche sono quelle della tavola delle destinazioni d'uso (*vedi figura 6.3*) dove sostanzialmente le aree di verde pubblico vengono modellizzate come aree permeabili (coefficiente di scabrezza di 0.02078 [s/m<sup>1/3</sup>]) mentre le restanti aree vengono valutate come impermeabili (coefficiente di scabrezza di 0.3078 [s/m<sup>1/3</sup>]).

In questa prima simulazione che chiameremo NO BMP, sono stati graficati gli andamenti statistici annuali della portata (*figura 6.6*) e dei volumi (*figura 6.7*) nel collettore finale prima dello scarico finale al nodo 15. I grafici mostrano solo il 40% degli eventi di pioggia che sono quelli più rappresentativi, cioè che producono una portata nel collettore finale di almeno qualche l/s. Si nota inoltre che l'evento più gravoso produce una portata al colmo di 517 l/s mentre il volume annuale maggiore è di 2809066 m<sup>3</sup>, valori raggiunti con una frequenza dell'1%.

Nei paragrafi successivi sono state fatte altre simulazioni andando ad inserire delle tecniche BMP all'interno dell'area Marcar come ad esempio parcheggi drenanti, tetti verdi e cisterne, e successivamente si sono fatti dei confronti con il caso sopracitato che non prevedeva l'inserimento di BMP.

Per gli esempi successivi si è usata sempre la stessa planimetria e lo stesso dato pioggia e si sono solo cambiate caratteristiche dei sottobacini attraverso il *LID Usage Editor* (*vedi paragrafo 4.5*) in modo tale da poter inserire le tecnologie BMP all'interno del bacino.

### 6.2.1 Simulazione con parcheggi drenanti

Per questa simulazione si è ipotizzato di inserire dei parcheggi drenanti (*vedi cap 3.7*) in tutte quelle aree che dalla tavola delle destinazioni d'uso erano destinate a parcheggio (*vedi figura 6.8*), quindi le aree denominate “parcheggio pubblico” e “superstandard park”.

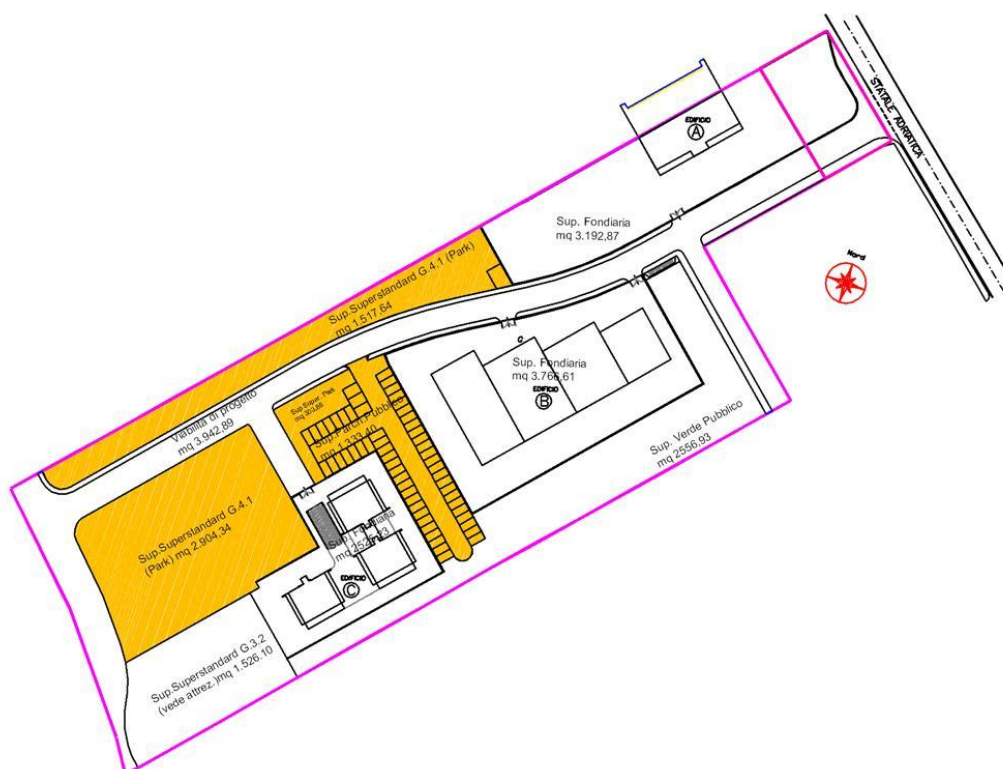
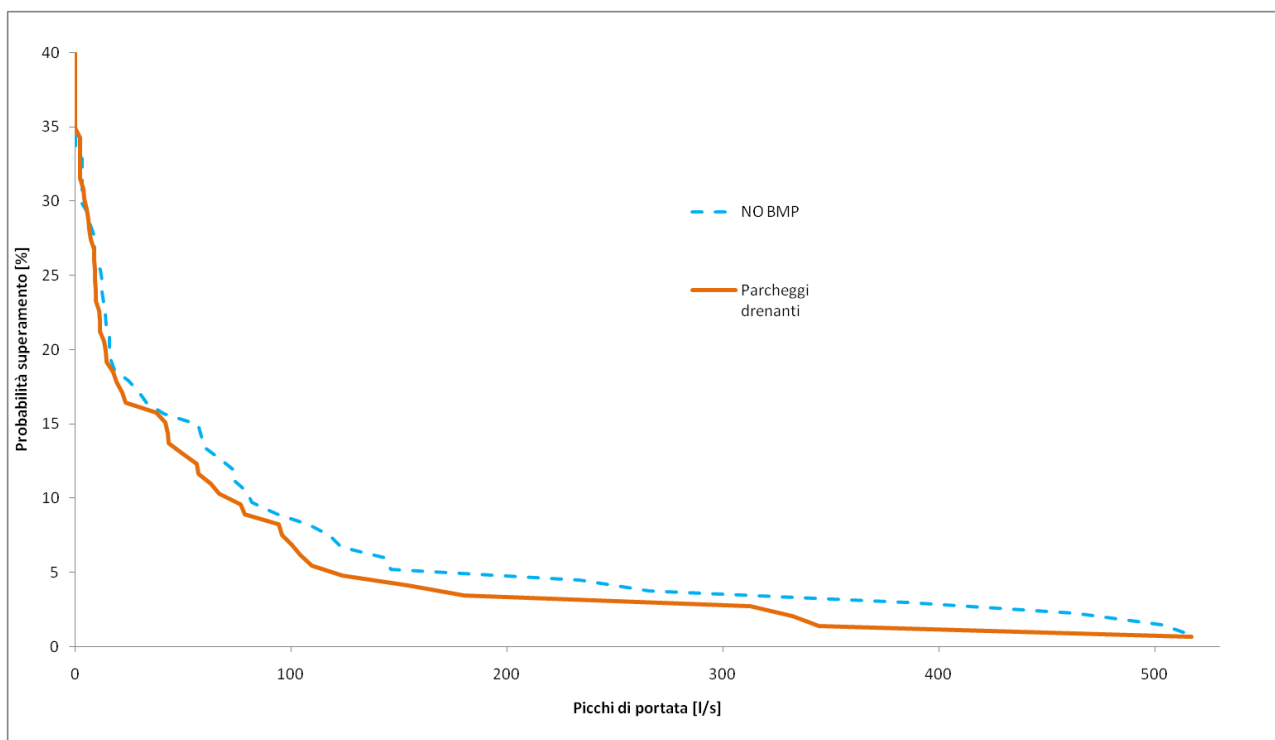


Figura 6.8 – Ubicazione parcheggi drenanti sull'area Marcar

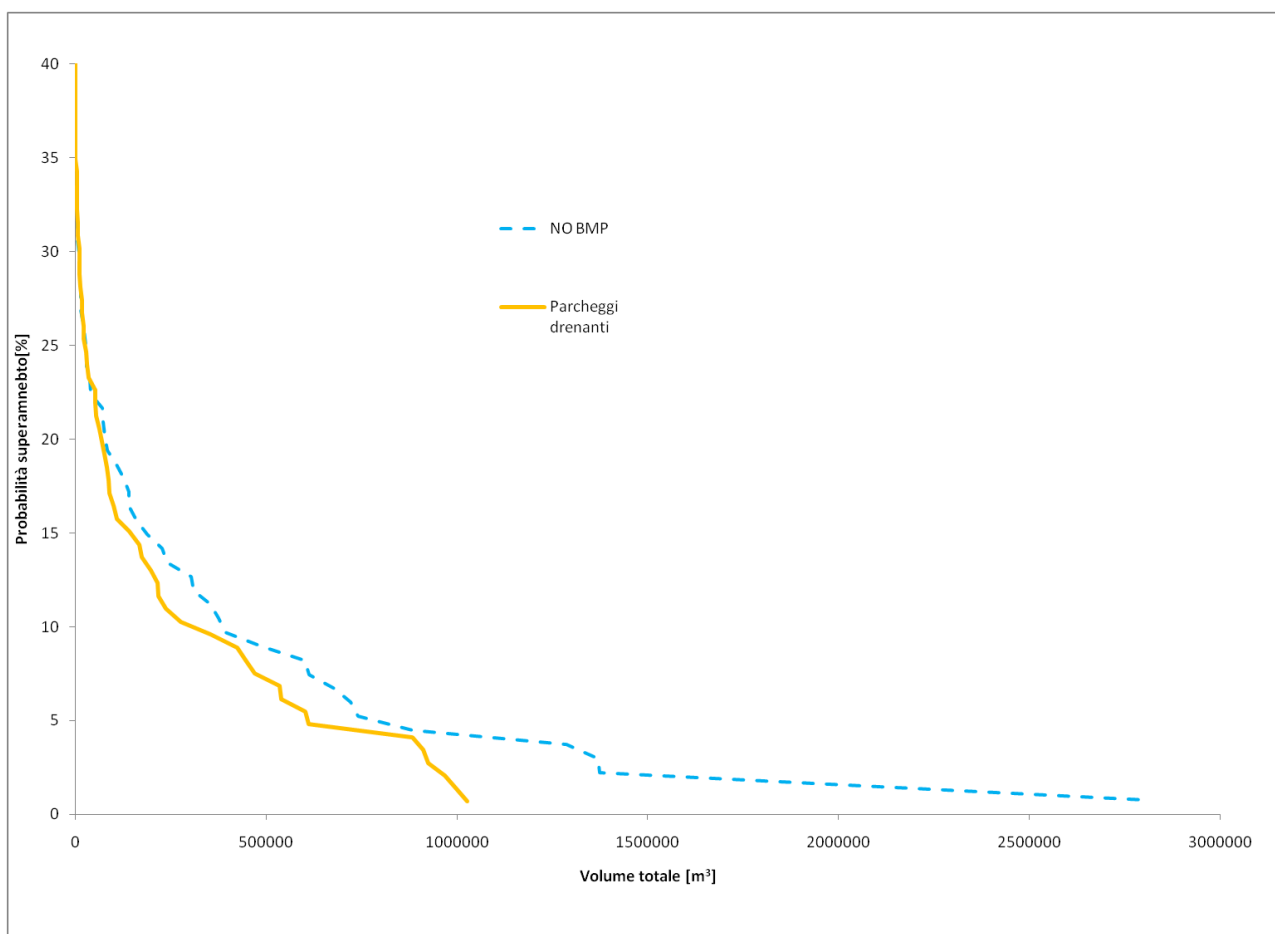
I parcheggi drenanti occuperanno un'area di  $6055 \text{ m}^2$  e sono stati schematizzati con SWMM attraverso i seguenti parametri:

- Spessore pavimentazione = 300 [mm];
- Indice dei vuoti pavimentazione = 0.15;
- Permeabilità pavimentazione = 2500 [mm/hr];
- Spessore strato accumulo = 300 [mm];
- Indice dei vuoti strato accumulo = 0.75;
- Permeabilità strato accumulo = 250 [mm/hr];

Di seguito sono stati messi a confronti i grafici annuali di portata (*fig 6.9*) e volume (*fig 6.10*) con e senza parcheggi drenanti e si nota come la soluzione con parcheggi drenanti effettivamente produca dei benefici in termini di riduzione di picchi di portata e volume.

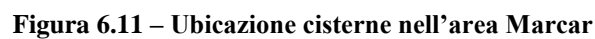


**Figura 6.9 - Picchi di portata annuali in uscita dal collettore finale con e senza parcheggi drenanti**



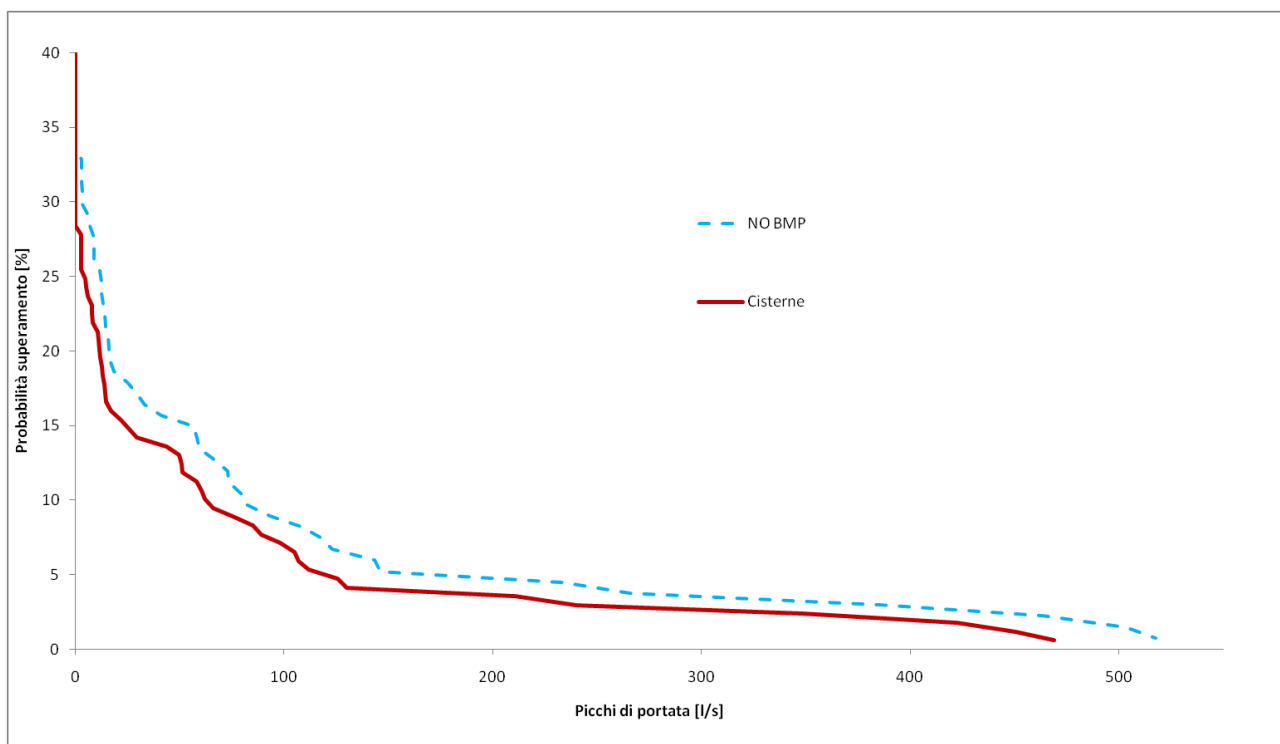
**Figura 6.10 - Volumi annui invasati nel collettore finale con e senza parcheggi drenanti**

Con questa simulazione si è ipotizzato di andare inserire all'interno delle aree fondiarie alcune cisterne (*cap 3.4.1*) per la raccolta delle acque provenienti dai tetti in modo da poterla riutilizzare per usi domestici come per l'innaffiamento del giardino.

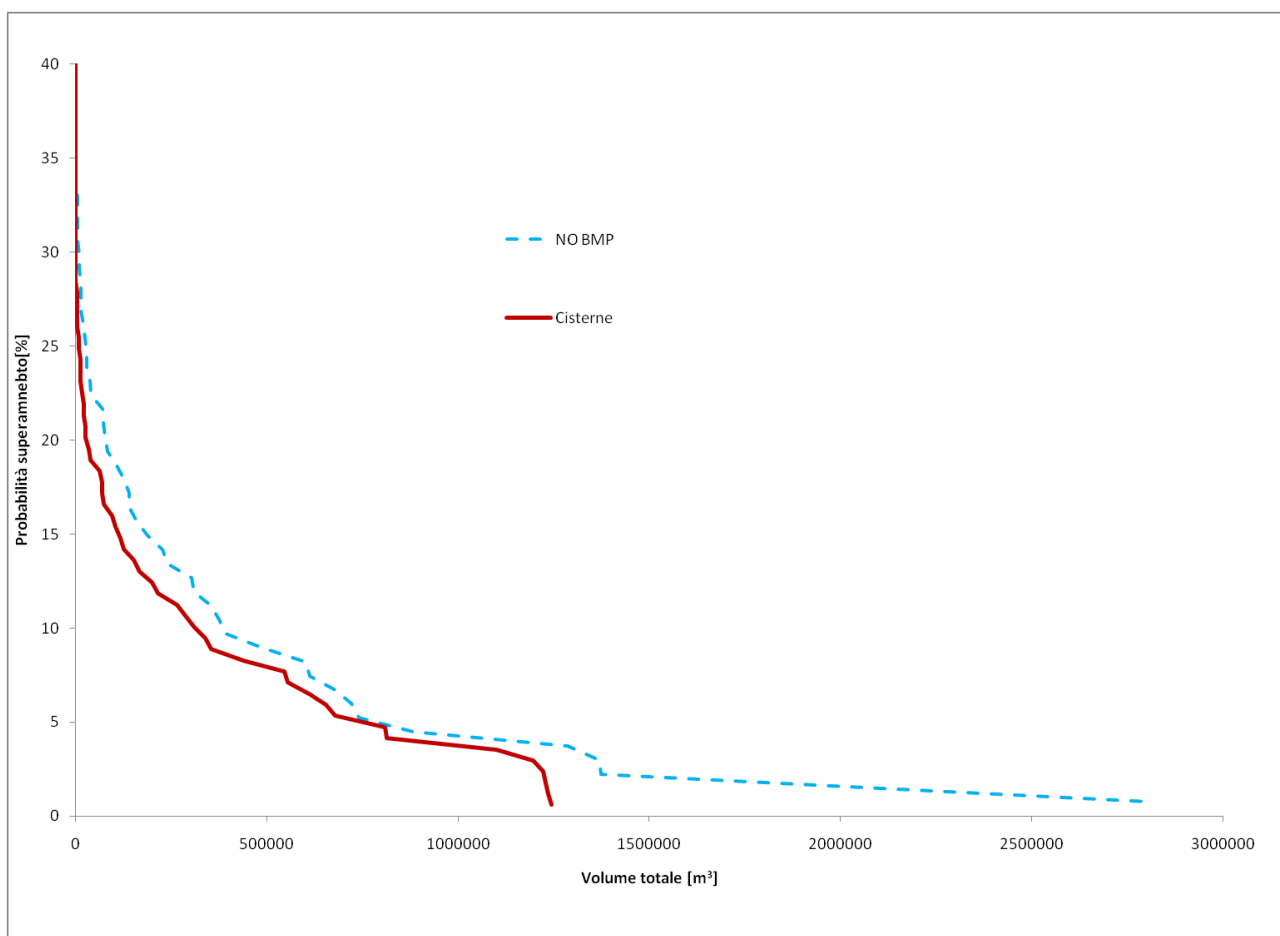


- Altezza = 2000 [mm];
- Ritardo svuotamento = 6 [hr];

155



**Figura 6.12 - Picchi di portata annuali in uscita dal collettore finale con e senza cisterne**



**Figura 6.13 - Volumi annui invasati nel collettore finale con e senza cisterne**



### 6.2.3 Simulazione con tetti verdi

Con questa simulazione si è ipotizzato di andare inserire all'interno degli edifici nelle aree fondiarie delle coperture tipo a tetti verdi (*cap 3.4.4*) in modo tale che una quota parte di pioggia caduta sui tetti possa infiltrarsi nel terreno dei giardini pensili senza andare ad aumentare la portata nei condotti fognari.

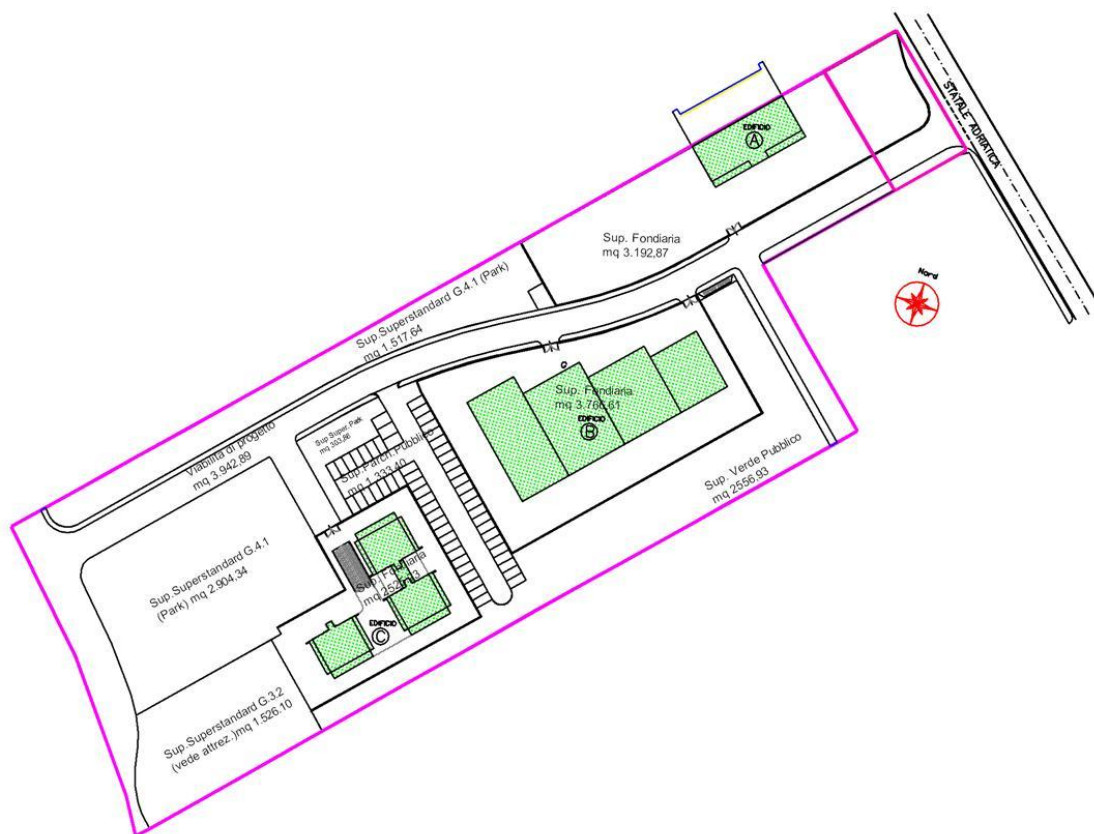


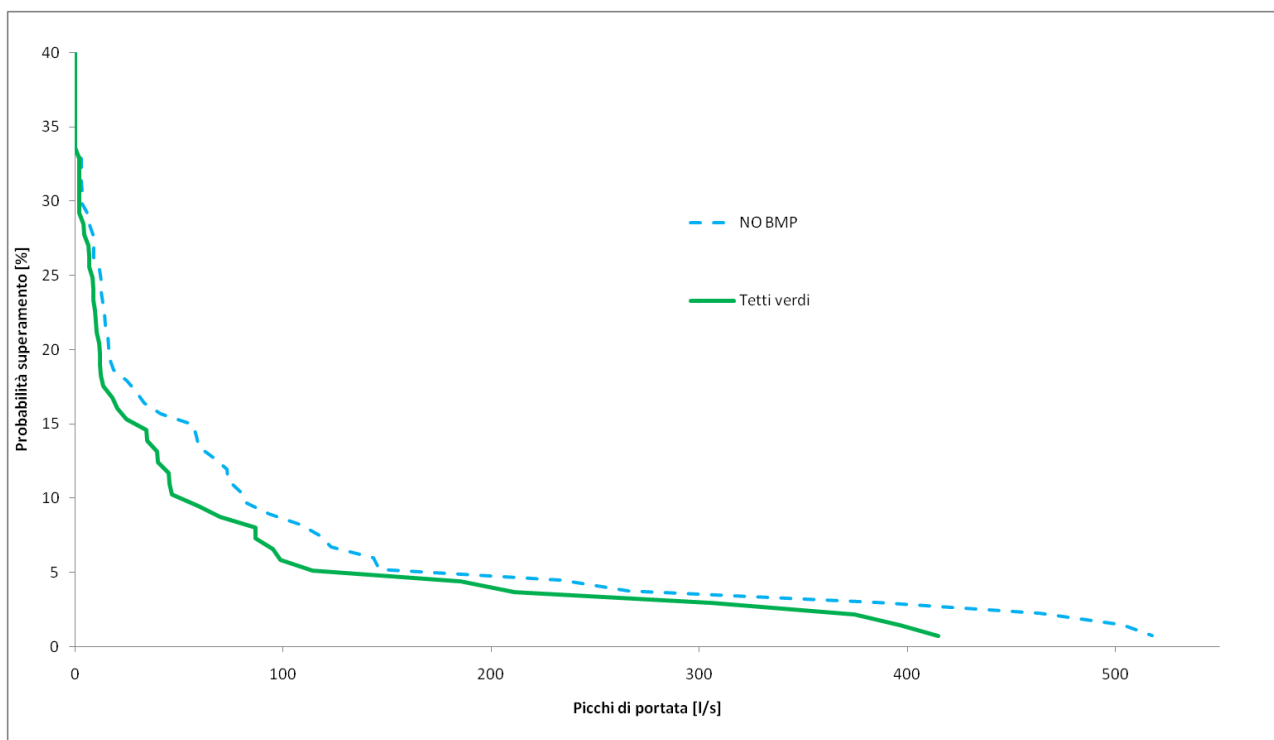
Figura 6.14 – Ubicazione tetti verdi nell'area Marcar

I tetti verdi sono stati inseriti in SWMM in modo tale da occupare la superficie dei tetti degli edifici andando ad occupare un'area di 360 m<sup>2</sup>.

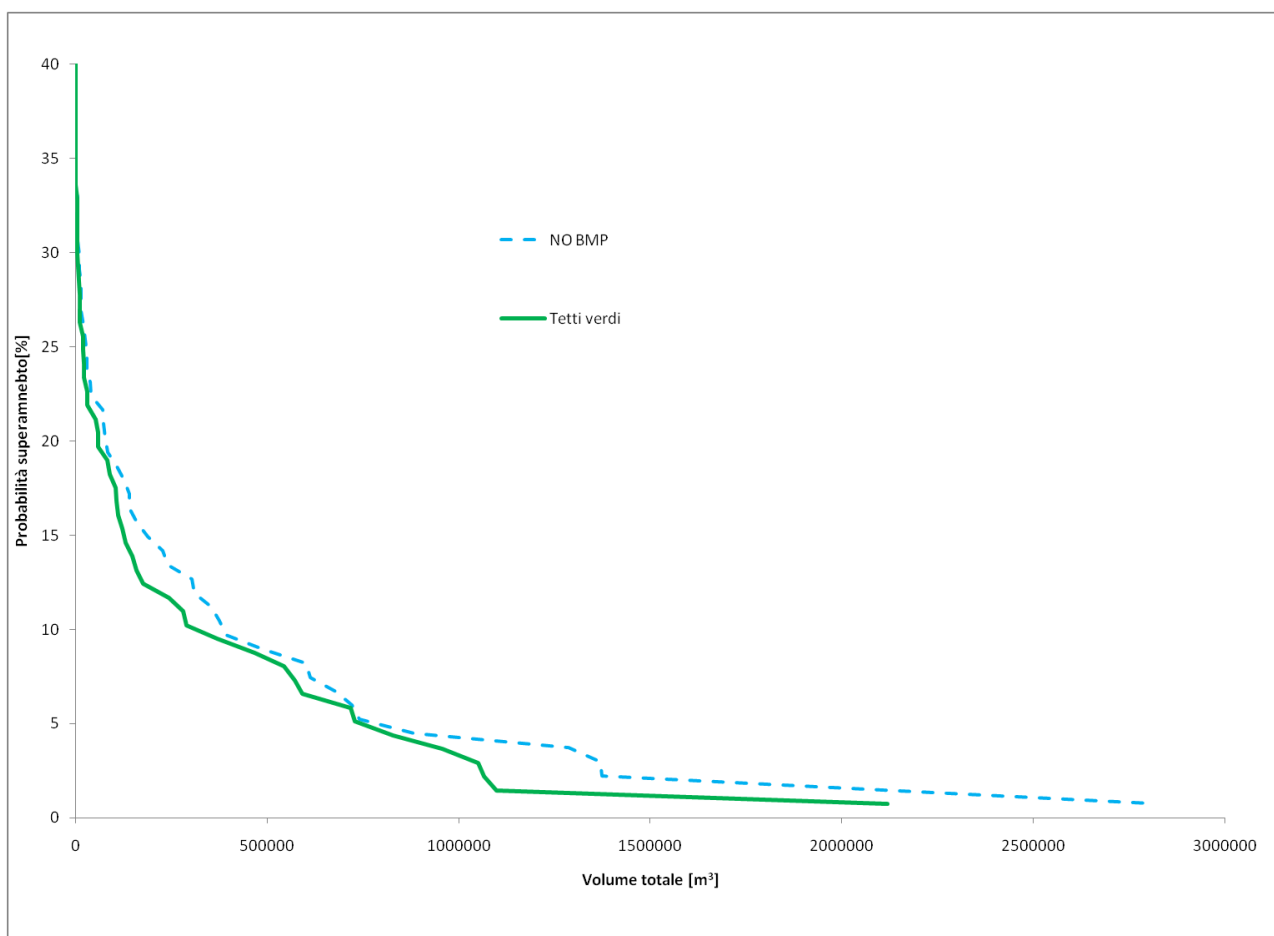
I parametri che descrivono questa tecnica BMP sono:

- Strato superficiale di 10 [mm] con un fattore di ricoprimento vegetativo dell'80% con un coefficiente di Manning di 0.1 [s/m<sup>1/3</sup>];
- Strato di terreno di 600 [mm] con porosità dello 0.5 e conduttività idraulica di 12.5 [mm/hr];
- Strato di accumulo di spessore 300 [mm], indice vuoti 0.75 e conduttività idraulica di 250 [mm/hr].

Anche in questo caso si notano riduzioni sui picchi di portata (*fig. 6.15*) e volume (*fig 6.17*).



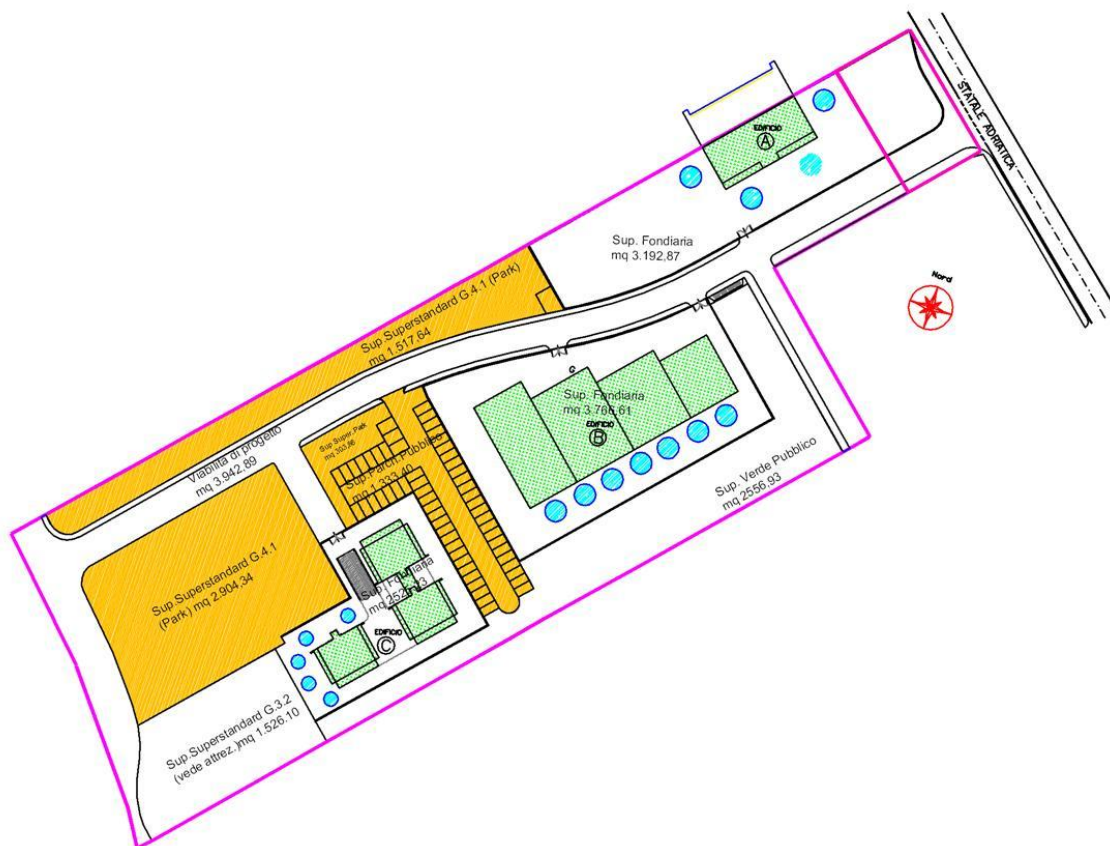
**Figura 6.15 - Picchi di portata annuali in uscita dal collettore finale con e senza tetti verdi**



**Figura 6.16 - Volumi annui invasati nel collettore finale con e senza tetti verdi**

#### 6.2.4 Simulazione con parcheggi drenanti, cisterne e tetti verdi

In questo ultimo caso di studio viene riaffrontato il problema inserendo contemporaneamente tutte le tecniche BMP già applicate in precedenza.



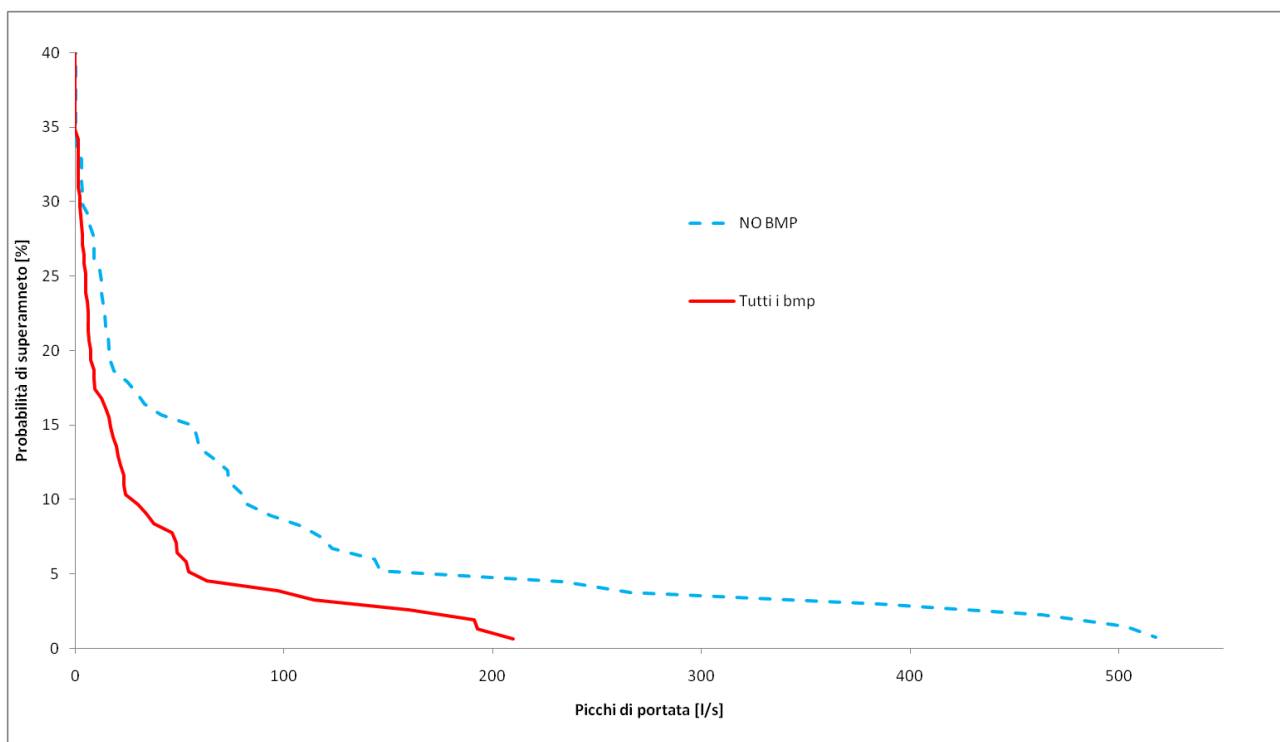
**Figura 6.17 – Ubicazione delle varie tecniche BMP inserite nell'area Marcar**

Con questa simulazione verranno quindi visualizzati gli effetti di 3 tecniche BMP diverse funzionanti contemporaneamente per lo stesso bacino.

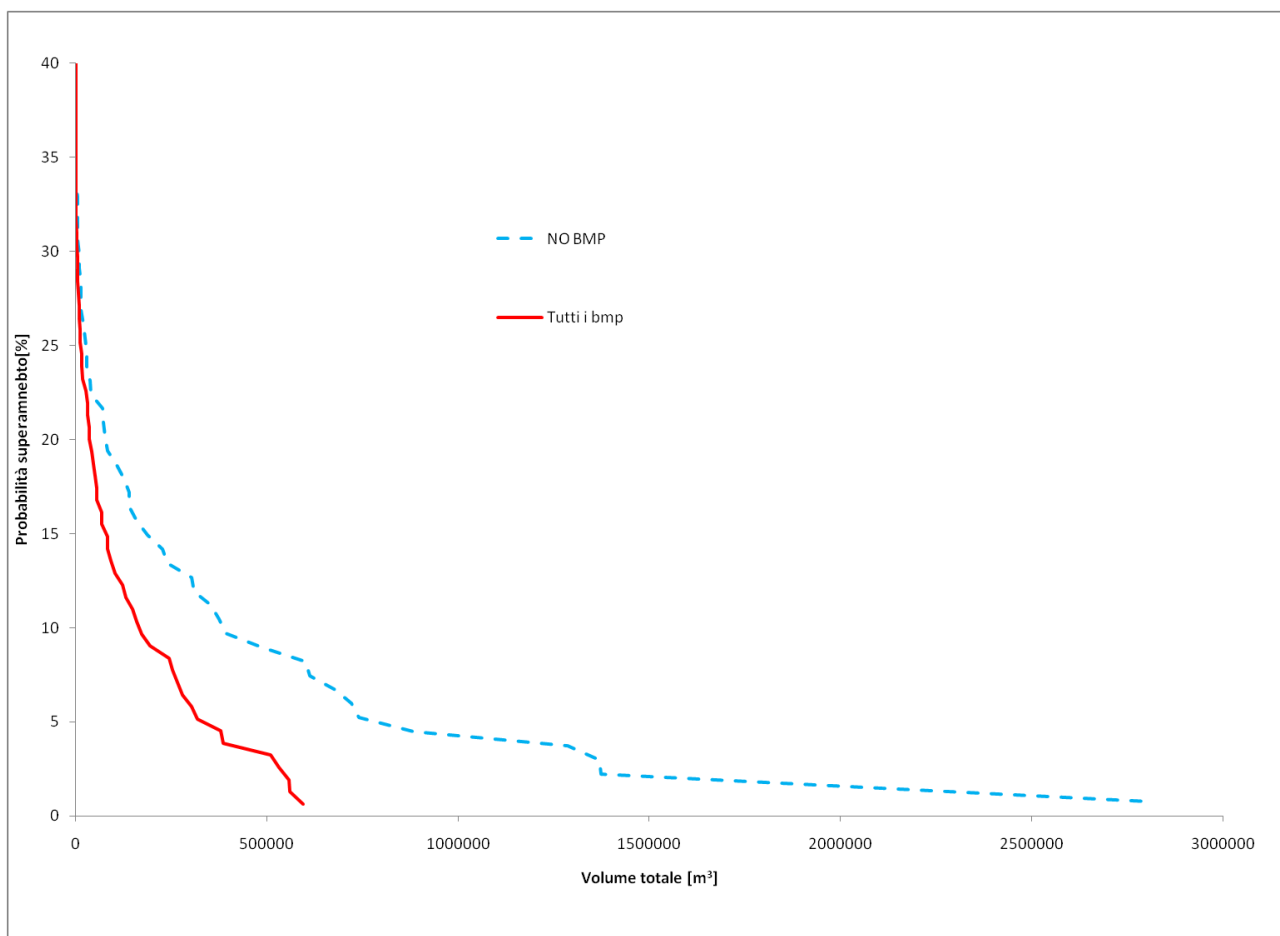
Di seguito vengono proposti i grafici annuali dei picchi di portata (*fig. 6.18*) e volume (*fig. 6.19*) e si nota subito il notevole miglioramento acquisito con l'inserimento di tutte le tecniche BMP.

Per quanto riguarda le portate si passa da un picco annuale di 517 [l/s] senza BMP ad un massimo di portata al colmo di 210 [l/s] nel caso dell'utilizzo di tutte le tipologie di BMP, mentre per i volumi si passa da un totale annuo di 2809066 m<sup>3</sup> senza BMP ad un valore inferiore di 594760 m<sup>3</sup> con tutte le BMP.

L'inserimento di queste tecniche consente una riduzione dei picchi del 60% per le portate e del 80% dei volumi.



**Figura 6.18 - Picchi di portata annuali in uscita dal collettore finale con e senza BMP**



**Figura 6.19 - Volumi annui invasati nel collettore finale con e senza BMP**

### 6.2.5 Simulazione con eventi singoli

Andando ad isolare un singolo evento di pioggia si vuole ora vedere quelli che sono i benefici effettivi in termini di portata al variare dell'inserimento delle varie tecniche BMP.

- Evento del 29-04-2009, picco massimo altezza di pioggia di 43.2 mm

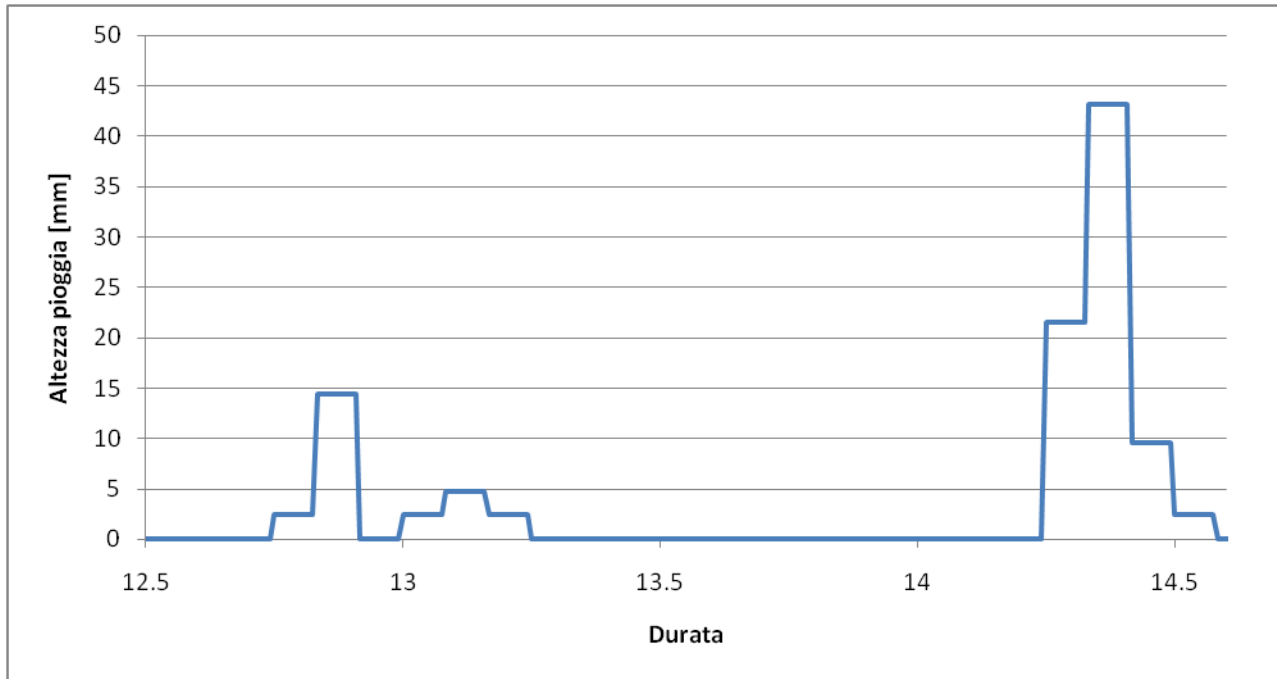


Figura 6.20 – Evento di pioggia del 29/04/2009

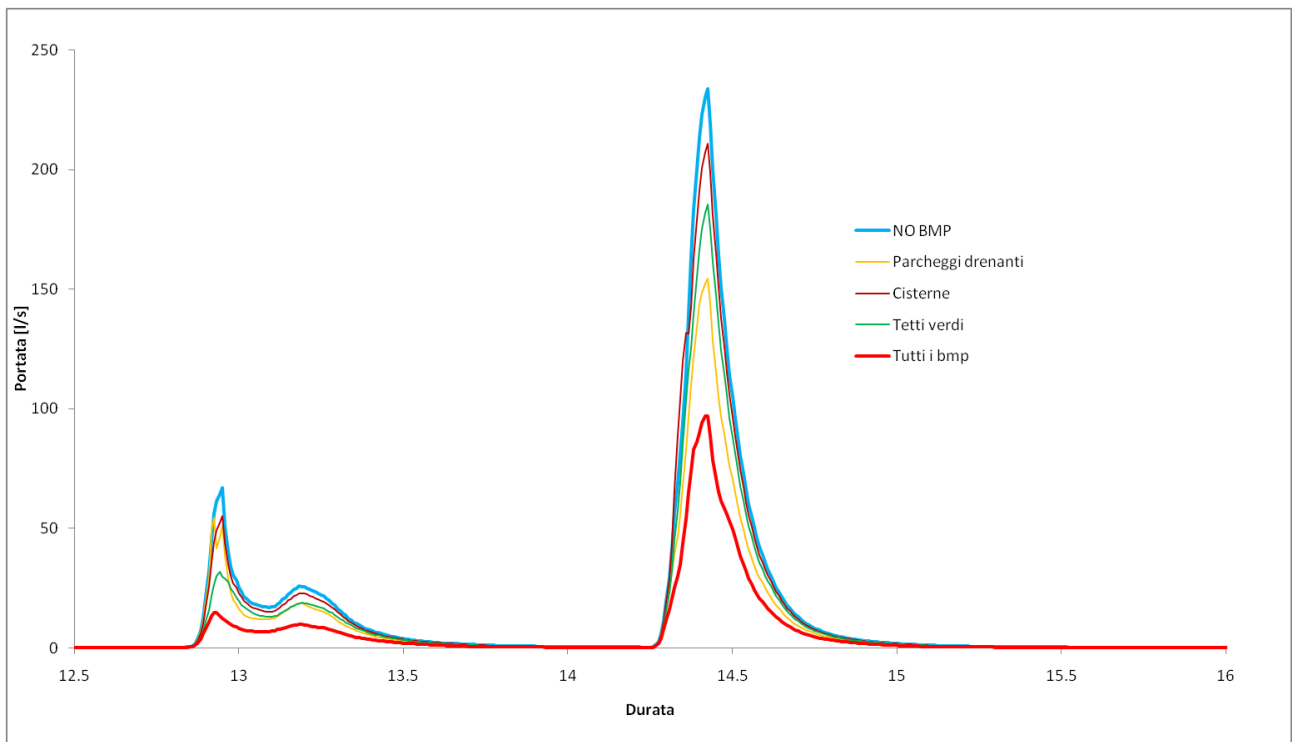


Figura 6.21 – Idrogramma del collettore finale della rete con varie tecniche adottate

Con la pioggia di *figura 6.20* sono state fatte diverse simulazioni con diverse configurazioni di BMP come nei paragrafi precedenti: senza BMP, inserendo uno per volta parcheggi drenanti, tetti verdi o cisterne ed infine con tutti i BMP insieme.

Si è riuscito quindi a costruire il grafico in *figura 6.21* dove è possibile notare gli effetti che le varie soluzioni dei BMP producono sul picco di portata.

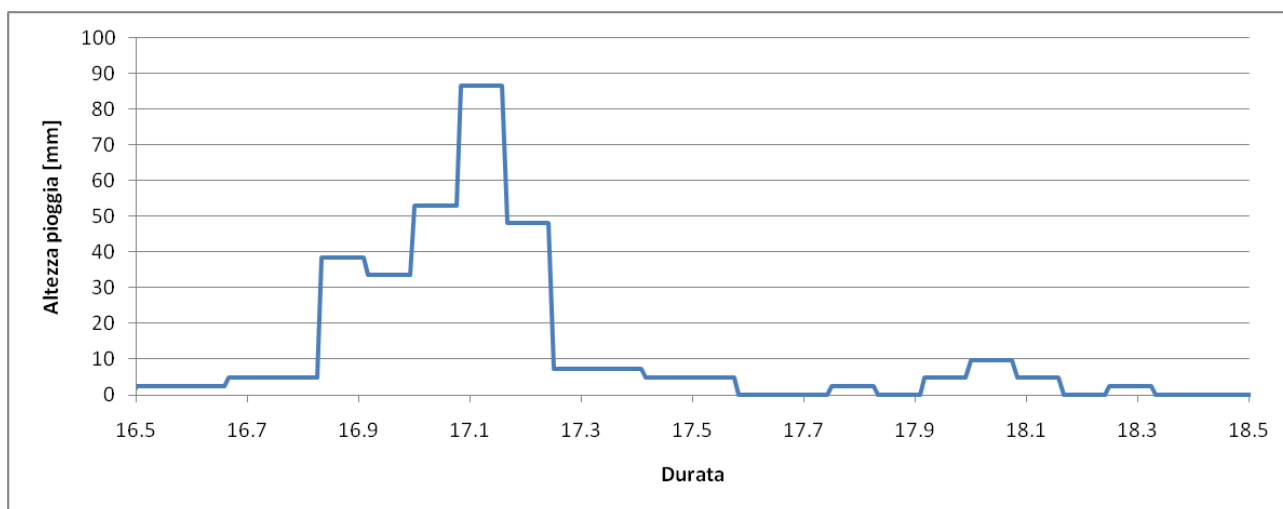
Di seguito, la *tabella 6.2*, mostra numericamente i valori dei picchi di portata al variare delle soluzioni apportate e i beneficio in termini di riduzione percentuale ottenuto.

	no bmp	parcheggi drenanti	tetti verdi	cisterne	tutti i BMP
picchi di portata [l/s]	233	154	185	210	97
riduzione percentuale		34%	21%	10%	58%

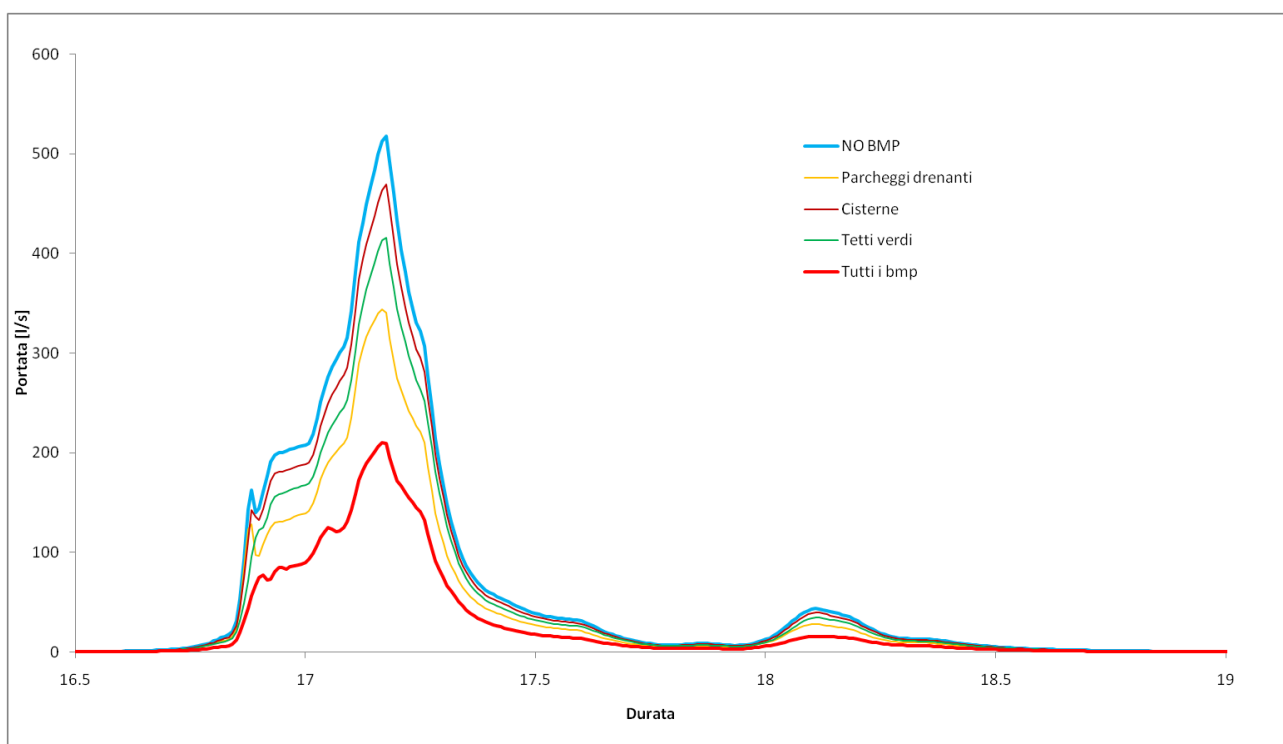
**Tabella 6.2 – Valori dei picchi di portata per l’evento del 29/04/2009**



- Evento del 27-05-2009, picco massimo altezza di pioggia di 86.4 mm



**Figura 6.22 - Evento di pioggia del 27/05/2009**

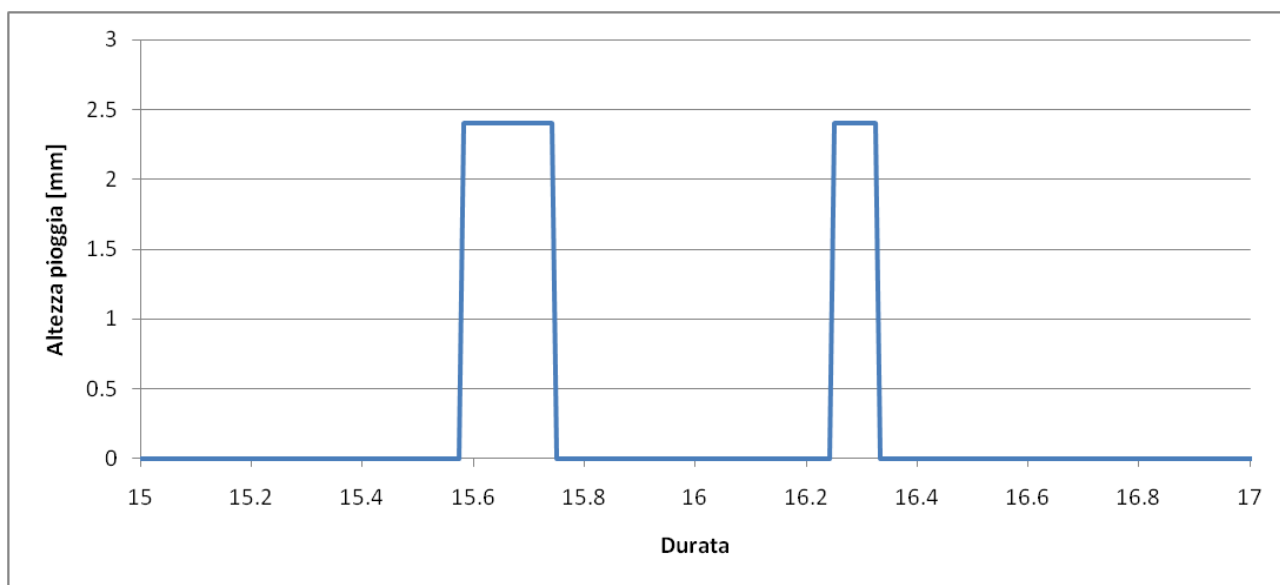


**Figura 6.23 - Idrogramma del collettore finale della rete con varie tecniche adottate**

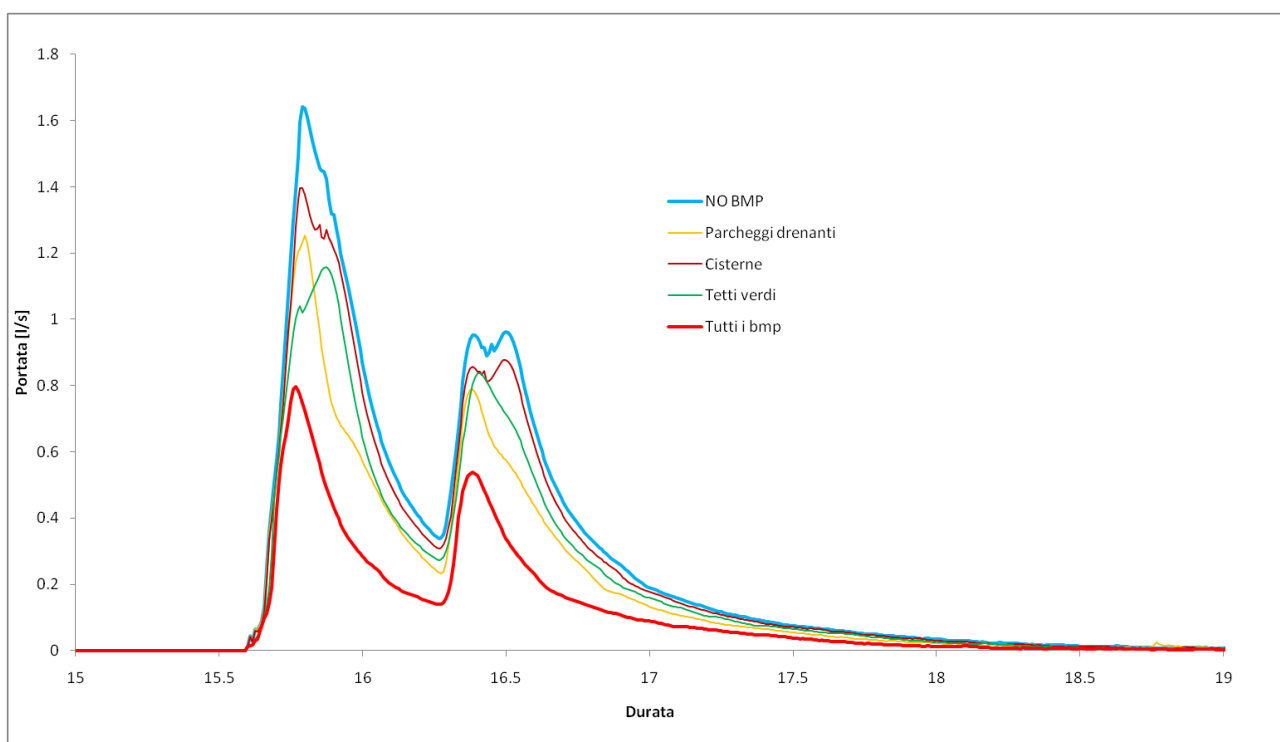
	no bmp	parcheggi drenanti	tetti verdi	cisterne	tutti i BMP
picchi di portata [l/s]	517	344	416	469	209
riduzione percentuale		33%	20%	9%	60%

**Tabella 6.3 - Valori dei picchi di portata per l'evento del 27/05/2009**

- Evento del 09-07-2009, picco massimo altezza di pioggia di 2.4 mm



**Figura 6.24 - Evento di pioggia del 09/07/2009**



**Figura 6.25 - Idrogramma del collettore finale della rete con varie tecniche adottate**

	no bmp	parcheggi drenanti	tetti verdi	cisterne	tutti i BMP
picchi di portata [l/s]	1.6414	1.2519	1.1566	1.3969	0.7957
riduzione percentuale		24%	30%	15%	52%

**Tabella 6.4 - Valori dei picchi di portata per l'evento del 09/07/2009**

## 7 CONCLUSIONI

Una rete di drenaggio urbano è un sistema che permette l'allontanamento delle acque reflue e meteoriche verso un punto di scarico o un depuratore.

Una corretta progettazione di questi sistemi prevede lo studio delle superfici impermeabilizzate e delle piogge massime annuali che si presentano con un tempo di ritorno almeno superiore ai cinque anni. L'obiettivo della progettazione è quello di determinare dei diametri dei tubi e delle pendenze in modo tale che le acque possano essere convogliate allo scarico in sicurezza avendo cioè un non eccessivo grado di riempimento della sezione del tubo.

Per far questo il progettista può avvalersi, oltre che dei metodi empirici proposti dalla letteratura, anche di strumenti più complessi e raffinati quali possono essere i software di modellazione fognaria (come SWMM 5.0). Nel fare questo è importante però non tralasciare il contatto con la realtà e valutare con senso critico i risultati proposti; anche se lo strumento a disposizione è potente è comunque bene potersi servire di risultati reali per poter paragonare le soluzioni ottenute dai modelli matematici in modo che non siano difforni con la realtà. E' opportuno quindi avere dei risultati reali che consentano la calibrazione dei parametri del modello in modo da ottenere dal software dei valori soddisfacenti.

Per una buona progettazione è anche necessario valutare gli aspetti ambientali e magari un possibile inserimento nella rete di vasche di laminazione o di prima pioggia, infatti quando si realizza una nuova urbanizzazione si impermeabilizza il territorio e si diminuisce notevolmente l'infiltrazione aumentando quindi i picchi di portata ed inoltre, le acque, dilavando un ambiente urbano, trasportano una gran quantità di materiale inquinante.

Le vasche di laminazione consentono di contenere temporaneamente i picchi di portata provenienti dalle piogge e si svuotano lentamente in modo tale da evitare impatti sul ricettore finale che non potrebbe contenere una portata troppo elevata.

Le vasche di prima pioggia invece consentono lo smaltimento di acque potenzialmente inquinanti in quanto contenenti composti disciolti come metalli pesanti connessi al traffico, idrocarburi volatili e gas inquinanti assorbiti durante il dilavamento delle superfici stradali.

Una soluzione sempre più diffusa negli ultimi anni, relativa allo smaltimento delle acque meteoriche, è quella dell'adozione di tecniche BMP (Best Management Practices) definite come strategie o tecniche pratiche per la rimozione, riduzione, il ritardo o alla prevenzione

alle quantità di inquinanti che contaminano le acque di dilavamento, prima che raggiungano i corpi ricettori.

L'obiettivo della tesi era quello di evidenziare quello che effettivamente ci si aspettava dai BMP; nello studio dell'Area Marcar, infatti, si è dimostrato come con l'inserimento di queste tecniche ha portato dei benefici in termini di riduzione dei picchi di portata inoltre, anche se non è stato dimostrato, la disposizione di BMP aumentando l'infiltrazione e l'evapotraspirazione consentirebbe oltre alla laminazione anche il trattamento delle acque. Le BMP appaiono quindi una soluzione economica e facilmente attuabile dai comuni per assicurare i principi dell'invarianza idraulica e del risparmio idrico su scala urbanistica, occorre comunque porre particolare cura nel valutare i loro effetti sulla rete di deflusso urbano e predisporre un idoneo piano manutentivo dei dispositivi per assicurarne il corretto funzionamento.

E' opportuno inoltre che questi semplici provvedimenti siano concepiti fin dalla fase di pianificazione urbanistica delle aree da servirsi al fine di poter intervenire in modo diffuso sulle caratteristiche d'infiltrazione e d'invaso del bacino.

A questa logica che opera quanto più possibile all'origine del fenomeno da controllare si riconducono provvedimenti talvolta molto semplici, quali:

- la limitazione del grado d'impermeabilità dei suoli;
- la scelta oculata dei percorsi dei deflussi superficiali; .
- la dispersione in falda (laddove possibile) dei deflussi provenienti dai tetti;
- la realizzazione di invasi diffusi su tetti, parcheggi, cunette stradali;
- l'adozione di pavimentazioni porose.

## **Ringraziamenti**

Desidero innanzitutto ringraziare il Professor Marco Maglionico per i preziosi insegnamenti durante i due anni di laurea specialistica e le per le numerose ore dedicate alla mia tesi dimostrandosi sempre molto disponibile nei miei confronti.

Inoltre, ringrazio sentitamente tutto il team dello Studio Poluzzi, dove ho svolto il tirocinio, sottolineando la particolare disponibilità dell' Ing. Emanuel Tamburini per gli indispensabili dati per la realizzazione della tesi.

Vorrei ringraziare tutti i miei compagni di corso in particolare Francesca, Silvia e Valeria che mi hanno sopportato durante l'ultimo periodo di frequenti arrabbiate e crisi mistiche.

Un ringraziamento particolare va a Luca che si è sempre dimostrato un amico e una persona su cui si può contare.

In quanto alla persona alla quale è stata dedicata la tesi non ho altro da aggiungere se non il rimpianto per ciò che poteva essere e che non è stato.

Infine, ho desiderio di ringraziare con affetto i miei genitori e mia sorella Sara per il sostegno ed il grande aiuto che mi hanno dato in tutti questi cinque anni di università, ad essi vanno tutta la mia stima, il rispetto e la mia riconoscenza.

## Bibliografia

- Arredi F. – *Costruzioni idrauliche, 3 volumi* – UTET, Avellino, 1969, 1972, 1977.
- Artina S., Calenda G., Calomino F., Cao C., La Loggia G., Modica C., Paoletti A., Papiri S., Rasulo G., Veltri P (2004) – *Sistemi di fognatura: manuale di progettazione* – Centro Studi Deflussi Urbani: Hoepli, 1997.
- Becciu G., A. Paoletti – *Esercitazioni di costruzioni idrauliche* – CEDAM, Padova, 2005.
- *BMP for South Florida Urban Stormwater Management Systems*, 2002.
- Calenda G., Margaritora G. – *Corso di costruzioni idrauliche vol.1* – Editrice Universitaria di Roma, La Goliardica, 1993.
- Decreto Legislativo n. 152 – *Testo unico sulla tutela delle acque* - 11 maggio 1999.
- *Low impact development for big box retailers*, 2005.
- Mantica I. – Il dimensionamento idraulico delle fognature urbane – [www.costruzioniidrauliche.it](http://www.costruzioniidrauliche.it)
- *Manual Urban Best Management Practices* –Wyoming Department of Environmental Quality, 1999.
- Paoletti A. - *Acque di prima pioggia: caratterizzazioni e possibilità di controllo* - Atti della Giornata di Studio: Acque di Prima Pioggia. Esperienze sul territorio e normativa, Genova, 2003.
- Paoletti A. e Papiri S. - *Sistemi fognari unitari e separati: aspetti funzionali e ambientali. La separazione delle acque nelle reti fognarie urbane* - Atti della giornata di studio, Roma 25 giugno 2003, a cura di Margaritora G. e Paoletti A., 58-95, CSDU



Milano, 2007.

- Paoletti A. *Sistemi di drenaggio urbano. Fondamenti e nuove tendenze.* – Politecnico di Milano, Milano, 1993.

-Paoletti A. – *Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano* – Fondamenti e nuove tendenze. – Edizioni CUSL, Milano, 1996.

- *Pennsylvania Stormwater Management Manual*, 2006.

- Ranucci A. – *L'efficienza delle vasche di prima pioggia nella riduzione dell'impatto su corpi idrici ricettori.* - Tesi di dottorato in Ingegneria dei sistemi idraulici, di trasporto e territoriali, ciclo XXI, 2008.

- Regione Emilia-Romagna, Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli - *Le analisi idrologico - idrauliche per la pianificazione di bacino* – Manuale operative di caratterizzazione del rischio idraulico – Maggioli Editore, Dogana (Repubblica di San Marino), 2007.

- Sangiorgi C. - Appunti corso *Context Sensitive Design in Transportation Infrastructures*

- Stormwater Solution Handbook – *Environmental Services* – City of Portland Oregon.

- U.S. EPA – *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0* – a cura del Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, Ohio, Luglio 2009.

- Usai E. – *Manuale di idrologia per la progettazione* – Hoepli, 2008.

- USEPA – *Stormwater first flush pollution.* – <http://www.epa.nsw.gov.au> 2005.

- *Virginia Stormwater Management Handbook*, 2009.

## Fonti rete internet

<http://www.google.it>  
<http://maps.google.it>  
<http://www.epa.gov>  
<http://acquaplaia.net>  
<http://www.costruzioniidrauliche.it>  
<http://www.federica.unina.it>  
<http://bluegreenbldg.org>  
<http://www.edilimpianti.rn.it>  
<http://www.provincia.bz.it>  
<http://www.ecologiae.com>  
<http://www.carradepurazioni.com>  
<http://www.nuet.org>  
<http://rastaflegrea.blogspot.com>  
<http://www.brevetticorporation.it>  
<http://www.zanzaratigreonline.it>  
<http://architecturelab.net>  
<http://www.conglomeraticld.com>  
<http://www.agricola2000.it>  
<http://www.industrysearch.com.au>  
<http://www.riminiambiente.it>  
<http://www.water-research.net>  
<http://www.homeownercare.com>  
<http://www.ecolservicesrl.com>  
<http://www.utilitieskingston.com>  
<http://www.ethicalgarden.it>  
<http://www.rainsaverusa.com/>  
<http://www.acquadiprimapioggia.it>  
<http://www.oppo.it>